HIDROLOGIE URBANĂ

DIN PARTEA COORDONATORILOR:

Necesitatea organizării unor cursuri de actualizare a cunoştinţelor ştiinţifice în domeniul resurselor de apă şi mediului a fost enunţată în cursul anului 1990 de către cadrele didactice şi inginerii români, cu ocazia primelor vizite efectuate după 1989 de colegii francezi, la Bucureşti.

Acest proiect a putut fi transpus în viaţă datorită sprijinului financiar al Programului TEMPUS - PHARE, *iniţiat de Comunitatea Europeană pentru a ajuta ţările Europei de Est să-şi restructureze învăţământul superior. Programul organizat după principiile ciclului 3 francez* (D.E.A. - *diplome d'études approfondies) a început să funcţioneze efectiv din anul universitar 1992/1993 şi a avut parteneri din Franţa (Universitatea "Pierre et Marie Curie", care a fost de altfel şi coordonatorul acestui program), Belgia (Universitatea din Liège), Italia (Università degli Studi di Genova) şi, evident, din România (Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti şi Universitatea Bucureşti); de la început unităţile de profil din domeniu (Regia autonomă "Apele Române", Institutul Naţional de Meteorologie şi Hidrologie, Institutul de Cercetări pentru Ingineria Mediului) au susţinut în mod activ derularea programului, care a fost denumit:* SCIENCES DE L'EAU ET ENVIRONNEMENT (S.E.E. - Ştiinţele Apei şi Mediului*). Un număr important de profesori şi cercetători de înalt nivel ştiinţific din Franţa, Belgia, Italia şi România au susţinut, în cei 3 ani de funcţionare ai programului, prelegeri în limba franceză sau română, pentru circa 50 de tineri cercetători şi ingineri.*

Coordonatorul francez şi responsabilii români ai programului au considerat totuşi că s-ar putea face şi mai mult pentru formarea specialiştilor din domeniul ştiinţelor apei şi mediului şi au decis să promoveze în cea mai mare măsură posibilă cunoştinţele predate în cadrul acestui program.

Rezultatul acestei intenţii îl constituie editarea unei serii de 10 broşuri din domeniul Hidrologiei, Hidrogeologiei sau al pregătirii ştiinţifice fundamentale.

În speranţa că acestă serie va fi utilă studenţilor din ciclurile 2 şi 3, precum şi specialiştilor, coordonatorii îşi exprimă intenţia de a continua activitatea începută (editarea de materiale) în domeniul ştiinţelor apei şi mediului.

Coordonatori: Jean - Pierre CARBONNEL şi Radu DROBOT

BCU IASI / CENTRU UNIVERSITARY

PREFAŢĂ

Datorită tendinţei de concentrare a populaţiei în aglomerările urbane şi a dezvoltării rapide a oraşelor şi marilor metropole, cerinţele de apă potabilă şi industrială vor creşte sensibil, iar problemele de apărare împotriva inundaţiilor, în zonele urbane, vor deveni tot mai acute. La aceste două aspecte cantitative se adaugă şi cele calitative, în perimetrele urbane apa fiind supusă unor procese de poluare chimică şi biologică, cu un grad înalt de severitate.

Toate aceste probleme referitoare la disponibilitatea apei, apărarea împotriva acţiunii sale distructive şi calitatea acesteia conduc, adesea, la situaţii conflictuale, care trebuie armonizate, prin elaborarea de planuri integrate de amenajare a zonelor urbane, concept holistic, care ia în considerare valorile: economică, socială, ecologică, estetică şi de percepţie umană ale apei.

Acestea sunt, pe scurt, premizele care au făcut necesară elaborarea prezentei lucrări. Un manual de hidrologie urbană nu a fost încă elaborat în ţara noastră, deşi preocupări în acest domeniu datează de câteva decenii. Autorul îşi exprimă speranţa că, în concordanţă cu cele de mai sus, lucrarea va concentra, în mod util, cunoştinţele acumulate până în prezent, atât pe plan naţional, cât şi internaţional.

Considerând interacţiunea om- apă în zonele urbane, în manual se prezintă aspectele legate de modul de formare a scurgerii şi de circulaţie a apei, precum şi sistemele speciale de măsurare a debitelor în reţelele de canalizare.

O atenţie deosebită se acordă procedurilor de măsurare şi prelucrare a precipitaţiilor torenţiale. Se dezvoltă conceptele de modelare ploaie-scurgere, fiind prezentate cele mai utilizate metode şi modele matematice, în vederea determinării debitelor de apă produse pe suprafeţele urbane.

Pe baza valorilor scurgerii apei de pe zonele urbane şi adiacente acestora, se prezintă unele proceduri pentru calculul drenajului debitelor, efectuat fie prin sisteme gravitaţionale, fie prin sisteme hidrotehnice cu pompare.

În sfârşit, este descrisă măsurarea caracteristicilor calitative ale apei, modul de prelucrare a acestora precum şi modelele de advecţie şi difuzie a poluanţilor, în cazul poluărilor accidentale.

Lucrarea se adresează unui cerc larg de specialişti, proiectanţi şi cercetători din domeniile gospodăririi apelor şi protecţiei calităţii acesteia, urbanistică, alimentări cu apă şi canalizări, precum şi celor din ramurile care vin în contact, direct sau indirect, cu problemele apei. Totodată, lucrarea, care are un pregnant caracter universitar, se adresează studenţilor ce urmează forme de instruire universitară şi post-universitară.

Autorul doreşte să mulţumească, pe această cale, domnului profesor Jean-Pierre CARBONNEL, de la Universitatea Pierre et Marie Curie din Paris şi domnului profesor Radu DROBOT, de la Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, care l-au încurajat în scrierea acestei lucrări şi au depus eforturi pentru editarea sa, în cadrul Programului TEMPUS -DEA-Sciences de l'Eau et Environnement.

Autorul

CUPRINS

1. INTERACŢIUNEA OM - APĂ

1.1. Introducere 7
1.2. Etape de interacţiune 7

2. PROBLEME ALE HIDROLOGIEI URBANE

2.1. Bilanţul apei într-o zonă urbană 14
2.2. Influenţa zonelor urbane asupra formării şi circulaţiei apelor de suprafaţă provenite din ploi şi/sau zăpezi 17
2.3. Evacuarea în emisar a apelor colectate din zonele urbane 18
2.4. Implicaţiile circulaţiei apelor uzate şi/sau de suprafaţă asupra calităţii apei 19
2.5. Măsurarea cantităţilor de apă scurse într-o zonă urbană 19
2.5.1. Principii de proiectare a reţelei de măsurători hidrometrice 19
2.5.2. Tipuri de staţii de măsurare 22
2.5.3. Tipuri de metode de măsurare 24
2.5.4. Tipuri de măsurători de debite 26

3. DETERMINAREA PLOII DE CALCUL

3.1. Măsurarea cantităţilor de ploaie 34
3.1.1. Particularităţi ale datelor pluviometrice necesare în hidrologia urbană 34
3.1.2. Aparatura de măsurare punctuală a ploilor 35
3.1.3. Evaluarea precipitaţiilor cu ajutorul radarelor meteorologice 38
3.2. Definirea noţiunii de ploaie de calcul 41
3.3. Curbele strat - durată - frecvenţă (SDF) 42
3.3.1. Curbe SDF punctuale 43
3.3.2. Curbe SDF spaţiale 47
3.4. Distribuţia temporală a ploii 49
3.4.1. Metoda Chicago 49
3.4.2. Metoda FSR (Flood Studies Report) 50
3.4.3. Metoda secvenţei critice a ploii 50
3.5. Factorul de reducere areală 52

4. DETERMINAREA HIDROGRAFULUI SCURGERII PLUVIALE

4.1. Tipuri de modele de ploaie - scurgere 55
4.2. Modele cu parametri concentraţi 58
4.2.1. Determinarea ploii nete 58
4.2.2. Determinarea hidrografului scurgerii 61
4.3. Modele cu parametri distribuiţi 65

5. DRENAJUL APELOR ÎNTR-UN BAZIN URBAN AMENAJAT

5.1. Surse de producere a scurgerii apei pe o zonă urbană 71
5.2. Componentele sistemului de drenaj 72
5.3. Evacuarea apei dintr-un bazin urban 74
5.4. Analize hidrologice necesare în cazul evacuării gravitaţionale a apei 76
5.5. Analize hidrologice necesare în cazul evacuării apei prin pompaj 79

6. DETERMINAREA PARAMETRILOR DE CALITATE A APEI ÎN ZONELE URBANE

6.1. Particularităţile proceselor de poluare a apei în zonele urbane 83
6.2. Proiectarea şi organizarea reţelei de măsurare a parametrilor de calitate a apei 85

BUCHAREST TECHNICAL UNIVERSITY LIBRARY

6.3. Selectarea parametrilor de calitate a apei..... 86
6.4. Colectarea datelor..... 88
6.4.1. Determinarea parametrilor de calitate cu ajutorul senzorilor electronici..... 88
6.4.2. Determinarea parametrilor de calitate prin prelevarea şi analiza probelor..... 89
6.5. Prelucrarea datelor de calitate a apei..... 91
6.5.1. Distribuţia statistică..... 91
6.5.2. Calculul încărcării cu poluanţi..... 92
6.5.3. Modele de advecţie - difuzie a poluanţilor..... 94

BIBLIOGRAFIE..... 98

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

1. INTERACŢIUNEA OM - APĂ

1.1. INTRODUCERE

În cursul ultimelor decenii, omenirea a manifestat un mare interes pentru problema utilizării apei în mediul urban, aceasta condiţionând dezvoltarea socio-economică. În condiţiile exploziei demografice actuale şi a tendinţelor de migrare a populaţiei de la sate către oraşe şi mari metropole, problemele utilizării apei în oraşe şi zonele înconjurătoare ale acestora au devenit mult mai complexe.

Pe de o parte, dezvoltarea aglomerărilor urbane ridică din ce în ce mai mult problema asigurării alimentării cu apă atât pentru nevoile domestice şi de evacuare a deşeurilor, cât mai ales pentru scopuri industriale. Aceste necesităţi au condus la o creştere continuă a cerinţelor cantitative de apă şi deci o politică de gestiune a apei adecvată cantităţilor reclamate, în creştere continuă.

Totodată, apa necesară oraşelor trebuie să îndeplinească anumite condiţii de calitate. Ea trebuie să fie potabilă şi, chiar pentru scopuri industriale, apa trebuie să satisfacă unele condiţii privind conţinutul maxim admis de substanţe chimice dizolvate.

Pe de altă parte, apa în exces (exprimată prin viiturile cursurilor de apă care curg prin oraşe sau cele ale bazinelor proprii ale oraşului) pune în pericol de inundare suprafeţe întinse, cu consecinţele nefaste cunoscute, atât socio-economice, cât şi de mediu.

Interdependenţa dintre om şi apă s-a manifestat diferit în dezvoltarea istorică a omenirii.

1.2. ETAPE DE INTERACŢIUNE

Primele aşezări umane s-au creat în jurul puţurilor şi izvoarelor, acestea asigurându-le oamenilor apa necesară pentru băut, spălat şi pentru animalele domestice.

Derivarea izvorului sau a unei părţi din apa unui râu vecin pe terenurile disponibile a condus la folosirea acestora pentru culturi agricole şi păşuni; s-au dezvoltat astfel conceptele economice de comerţ, specializarea muncii şi de organizare administrativă şi politică; iau naştere primele forme de aglomerare a populaţiei: sate, oraşe şi mai târziu metropole (Lindh, 1983).

Într-o primă etapă, resursa de apă va rămâne mult timp abundentă, astfel încât apa este considerată gratuită.

În a doua etapă, cererea de apă va creşte dincolo de ceea ce sursa poate furniza la un moment dat. În consecinţă, apar acumulările, transferurile de apă dintr-un bazin în altul, derivaţiile, precum şi infiltraţiile artificiale pentru a creşte rezerva de ape subterane. Astfel, apa devine o marfă, întrucât înglobează în ea o cantitate de muncă care trebuie plătită.

În a treia etapă, realizarea alimentării cu apă este însoţită de creşterea rapidă a costurilor marginale (energie electrică, întreţinerea lucrărilor hidrotehnice, amenajarea

integrală a bazinelor hidrografice). Costul apei devine important, apar contradicţii între utilizatorii de apă, bunurile naţionale trebuie mai eficient protejate împotriva viiturilor şi de aici rezultă necesitatea amenajării integrale a bazinelor hidrografice. Dezvoltarea economică a cunoscut un salt cantitativ important, industria şi agricultura au beneficiat de tehnologii din ce in ce mai perfecţionate, producţiile agricole şi industriale au crescut şi s-au diversificat.

Totodată, aceasta a însemnat o creştere explozivă a deşeurilor de orice natură, care la început au fost evacuate în cursurile de apă, pentru a ameliora peisajele rurale şi urbane. Apa, în această a patra etapă, începe să-şi modifice proprietăţile fizice, chimice şi bacteriologice, nemaiândeplinind standardele de calitate necesare vieţii şi păstrării unui mediu înconjurător sănătos.

Această problemă s-a accentuat puternic în secolul nostru, ca urmare a revoluţiei tehnico-ştiinţifice, ajungându-se la situaţii în care, adesea, creşterea producţiei industriale şi agricole a devenit ea însăşi un pericol pentru dezvoltarea socio-economică şi asigurarea unui mediu ambiental sănătos şi durabil.

Evoluţia stărilor conflictuale dintre existenţa umană şi utilizarea apei s-a manifestat în modul cel mai pregnant în cadrul aglomerărilor urbane şi în zonele sale limitrofe.

Dezvoltarea urbană a implicat, aşa cum s-a arătat mai sus, plasarea primelor forme de aglomerare a populaţiei în jurul cursurilor de apă importante; acestea asigurau cerinţele de apă şi adesea de energie (mori de apă), dar mult timp populaţia acestor oraşe s-a resemnat în faţa inundaţiilor.

Un caz interesant al interacţiunii om - apă în mediul urban îl reprezintă dezvoltarea oraşului Bucureşti şi lucrările de alimentare cu apă, respectiv de apărare împotriva inundaţiilor (Solacolu, 1988; Stănescu, 1994).

Controlul inundaţiilor a ridicat probleme deosebite, în istoria de peste 550 ani a oraşului Bucureşti, fiind cunoscute mari inundaţii, printre care cea din 1774, care a determinat începerea unor lucrări de anvergură pentru derivarea apelor râului Dâmboviţa din amonte de Bucureşti, în râul Argeş (prin intermediul râurilor Ciorogârla şi Sabar).

Proiectarea şi executarea acestei lucrări s-a făcut de Frantz Joseph Sulzer, în 1782 şi a fost urmată de derivarea râului Ilfov, în anul 1837, în râul Colentina (în dreptul localităţii Bolovani).

Aceste proiecte de apărare împotriva inundaţiilor au fost continuate cu lucrări de alimentare cu apă din râul Dâmboviţa, în anul 1882, când 8 m^3 /s erau dirijaţi către Bucureşti, din râul Dâmboviţa, spre staţia de tratare Arcuda (care la acea vreme asigura 1 m^3/s de apă potabilă).

Amplasarea oraşului Bucureşti în bazinul râului Dâmboviţa şi a derivaţiilor realizate până la începutul acestui secol sunt prezentate schematic în figura 1.1.

În afara apelor mari provenite din râul Dâmboviţa, producerea viiturilor în oraşul Bucureşti este, de asemenea, rezultatul căderii ploilor torenţiale pe suprafaţa urbanizată a oraşului.

În cazul ploilor de front care cad pe suprafaţe mari, cu intensificări în zona urbană, datorită nucleelor de condensare şi a poluării aerului, se produce o coincidenţă a viiturilor rezultate din râul Dâmboviţa şi de pe suprafaţa oraşului.

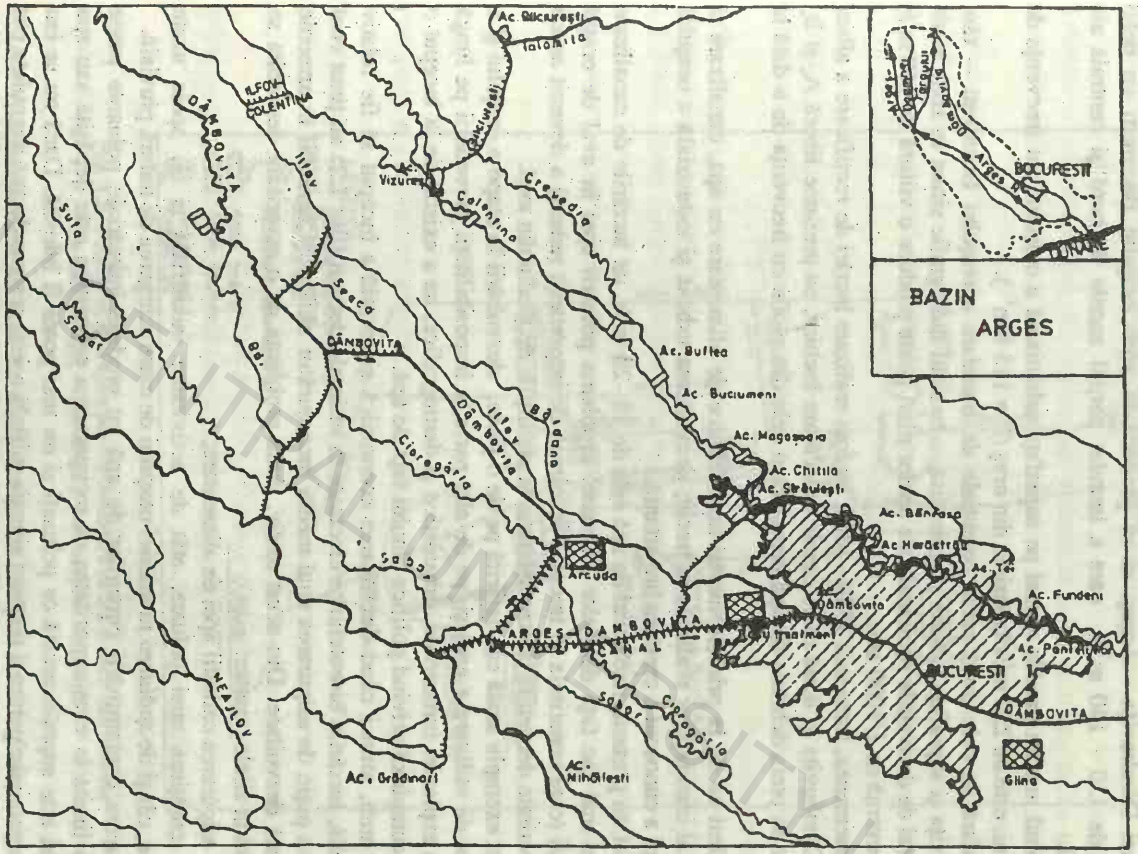


Fig. 1.1. Amplasarea lucrărilor de derivare a apelor din zona Municipiului București.

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Astfel, în 1 - 3 iulie 1975, o viitură pe râul Dâmboviţa de 650 m^3/s, combinată cu o viitură de pe bazinul oraşului, având 107 m^3/s, a făcut ca, în ciuda existenţei derivaţiei Dâmboviţa - Argeş, să se producă în zona oraşului Bucureşti un debit maxim de 130 - 140 m^3/s, care a inundat parţial zonele de nord şi centrală ale oraşului.

Debitul maxim produs numai pe suprafaţa urbanizată a oraşului, cu frecvenţa de 1/100 ani, este de 250 m^3/s la ieşirea din oraş ($F = 113\ Km^2$).

În afară de cele două surse potenţiale de inundare a oraşului Bucureşti -- râul Dâmboviţa şi suprafaţa urbană propriu zisă -- bazinul hidrografic situat în zona sa de nord, aval de derivaţiile principale ale apelor mari poate produce o viitură de 160 m^3/s cu o frecvenţă de 1/1000 ani.

De asemenea, între anii 1880 - 1886, au fost realizate lucrări de rectificare a albiei râului Dâmboviţa şi două mari canale colectoare închise, cu presiune liberă A_o şi B_o, capabile să preia debitele de apă menajeră şi cele din ploile cu frecvenţa de o dată la trei ani.

Evident că de la primele lucrări hidrotehnice de alimentare cu apă, canalizare si control al inundaţiilor realizate în trecut, dezvoltarea urbană şi industrială a oraşului Bucureşti a cunoscut o creştere importantă.

Astfel, în prezent, necesarul de apă este de 18 -20 m^3/s, iar lucrările de canalizare vechi nu mai fac faţă debitelor evacuate. Problema poluării apei în aval de oraşul Bucureşti (care constituia în trecut o problemă de importanţă redusă) a devenit astăzi de o severitate deosebită pentru habitatul şi condiţiile de mediu din aval.

Acest exemplu arată că, datorită pe de o parte, dezvoltării în etape a oraşului şi a lucrărilor de utilizare a apei şi, pe de altă parte, a imposibilităţii prevederii pe lungă durată a exploziei industriale, urbanistice şi demografice, nu a existat de la început o viziune complexă privind politica omului faţă de apă.

Mai mult, atunci când dezvoltarea economică şi socială a început să fie relativ previzibilă, lucrările hidrotehnice efectuate în ultimele decenii (fig. 1.2) au ţinut cont mult prea puţin de asigurarea unui mediu înconjurător sănătos şi agreabil în armonie cu această dezvoltare. Din acest motiv, două probleme de o severitate deosebită se manifestă în zilele noastre:

- asigurarea calităţii apei de alimentare;
- curăţirea apei poluate, atât de activitatea industrială şi de apele uzate menajere, cât şi de *spălarea* murdăriei oraşului de către scurgerea de natură pluvială.

Creşterea contaminării cursurilor de apă cu produse industriale poluante poate atinge o limită la care capacitatea de recuperare a emisarului este depăşită sau apa subterană este supraîncarcată cu poluanţi şi nu mai poate fi folosită. Dacă nu se iau măsurile necesare pentru a restaura situaţia iniţială aceste resurse de apă degradate pot produce probleme serioase de sănătate şi pot limita creşterea economică a zonelor urbane. Acolo unde nu se iau asemenea măsuri, deteriorarea mediului devine ireversibilă.

Un exemplu interesant îl constituie zona intens urbanizată Dortmund-Essen-Duisburg din Republica Federală Germania, care până în anul 1970 era recunoscută ca o zonă minieră foarte importantă în economia ţării.

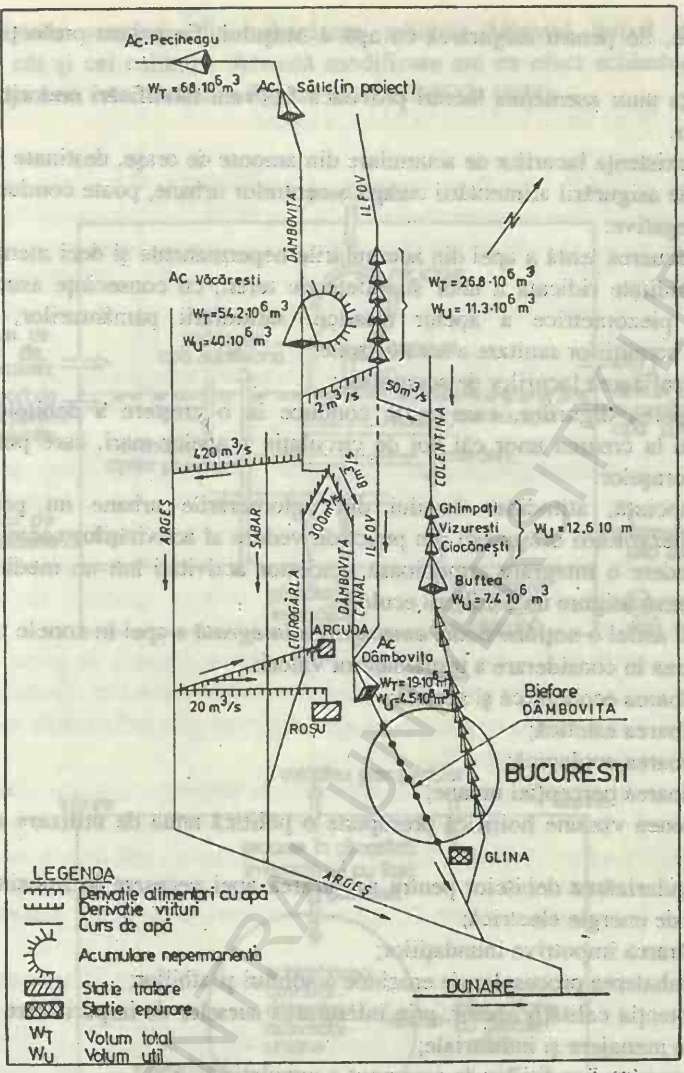


Fig. 1.2. Schema de amenajare pentru alimentare cu apă si controlul viiturilor în bazinul Argeş - Dâmboviţa şi zona oraşului Bucureşti.

Activităţile miniere au avut un efect devastator asupra *landshaftului* original şi a ecologiei sale, prin efectul de subsidenţă al acestei zone. Mai mult decât atât, deversările de apă poluată în râul Emscher (afluent al Rinului) au condus la o depăşire mare a capacităţilor de autoepurare a acestui râu. În anul 1989 a fost lansat un plan de reabilitare a acestui ecosistem (Proiectul Emscher Park), al cărui cost desfăşurat pe câteva decenii se ridică la 6 miliarde de dolari.

Un alt aspect al problemei interacţiunii dintre activitatea umană şi resursele de apă se referă la zonele înconjurătoare oraşelor, în care adesea există o serie de lucrări

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

hidrotehnice, fie pentru asigurarea cu apă a oraşului, fie pentru protecţia împotriva inundaţiilor.

Existenţa unor asemenea lucrări provoacă frecvent modificări nedorite în mediul înconjurător.

Astfel, existenţa lacurilor de acumulare din amonte de oraşe, destinate fie atenuării viiturilor, fie asigurării alimentării cu apă a centrelor urbane, poate conduce la o serie de efecte negative:

- evacuarea lentă a apei din acumulările nepermanente şi deci menţinerea unei stări de umiditate ridicată a unor suprafeţe de teren, cu consecinţe asupra ridicării nivelurilor piezometrice a apelor freatice, sărăturării pământurilor, precum şi deteriorării condiţiilor sanitare a acestor zone;
- eutrofizarea lacurilor de acumulare;
- ruperea digurilor, care poate conduce la o creştere a debitelor viiturilor naturale sau la crearea unor căi noi de circulaţie a apelor mari, care pot produce o inundare a oraşelor.

În consecinţă, atitudinea omului din aglomerările urbane nu priveşte doar asigurarea dezvoltării orăşeneşti din punct de vedere al activităţilor socio-economice, ci are în vedere o integrare armonioasă a acestor activităţi într-un mediu sănătos şi durabil, care să asigure un echilibru ecologic.

A apărut astfel o noţiune nouă: *amenajarea integrată* a apei în zonele urbane, care implică luarea în considerare a următoarelor valori:

- valoarea economică şi socială;
- valoarea estetică;
- valoarea ecologică;
- valoarea percepţiei umane;

O asemenea viziune holistică presupune o politică nouă de utilizare a apei, care cuprinde:

- regularizarea debitelor pentru asigurarea apei necesare la folosinţe, inclusiv producerea de energie electrică;
- apărarea împotriva inundaţiilor;
- combaterea proceselor de eroziune a solului şi albiilor;
- protecţia calităţii apelor, prin înlăturarea surselor de impurificare şi epurarea apelor uzate menajere şi industriale;
- asigurarea condiţiilor de agrement a populaţiei;
- protecţia mediului înconjurător.

Optimizarea coordonată a acestor obiective generale implică cunoaşterea următoatelor aspecte:

- resursele naturale de apă din râuri şi lacuri;
- resursele de apă subterană freatică şi de adâncime;
- sisteme de alimentare cu apă industrială şi potabilă;
- sisteme de canalizare a apei menajere, precum şi a celei pluviale/nivale;
- canale de navigaţie şi sistemele lor hidrotehnice aferente;
- zone de recreaţie a populaţiei în apropierea obiectelor de apă (ştranduri pe lângă lacuri, etc.);
- lacuri de acumulare cu diverse scopuri;
- lucrări de îndiguire.

Modificările rezultate din urbanizare schimbă bilanţul iniţial al apei, atât cantitativ, cât şi cel calitativ. Această modificare are ca efect schimbarea mediului ambiant, aşa cum este ilustrat în figura 1.3 (UNESCO, 1994)

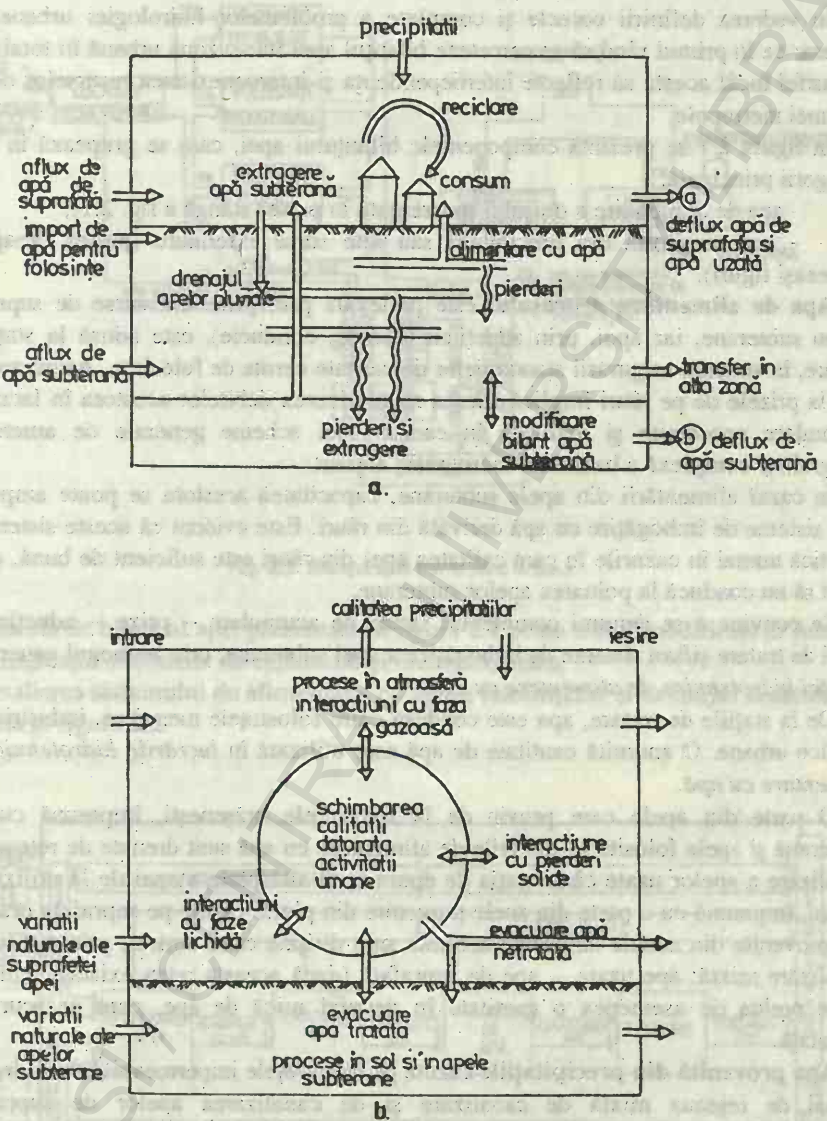


Fig. 1.3. Modificări ale bilanţului cantitativ (a) şi ale calităţii apei (b) în zonele urbane.

BCU IASI - UNIVERSITY LIBRARY

2. PROBLEME ALE HIDROLOGIEI URBANE

2.1. BILANŢUL APEI ÎNTR-O ZONĂ URBANĂ

În vederea definirii corecte şi complete a problemelor hidrologiei urbane este necesar ca în primul rând să se cerceteze bilanţul apei într-o zonă urbană în totalitatea sa, astfel încât acesta să reflecte interdependenţa şi interconexiunea resurselor de apă ale unei metropole.

În figura 2.1 se prezintă componentele bilanţului apei, care se grupează în două categorii principale:

- apa de alimentare a oraşului (prezentată în partea stângă a fig. 2.1);
- apa provenită din precipitaţii sau alte surse exterioare (partea dreaptă a aceleeaşi figuri).

Apa de alimentare a oraşului este prelevată prin prize din surse de suprafaţă şi/sau subterane, iar apoi, prin aducţiuni (canale, conducte), este adusă la staţii de tratare, în vederea asigurării standardelor de calitate cerute de folosinţe. Asigurarea cu apă la prizele de pe râuri implică adesea regularizarea debitelor acestora în lacuri de acumulare concepute şi realizate în cadrul unei scheme generale de amenajare integrală şi complexă a bazinului hidrografic aferent.

În cazul alimentării din apele subterane, capacitatea acestora se poate amplifica prin sisteme de imbogăţire cu apă derivată din râuri. Este evident că aceste sisteme se practică numai în cazurile în care calitatea apei din râuri este suficient de bună, astfel încât să nu conducă la poluarea apelor subterane.

Se convine a se denumi complexul: lacuri de acumulare -- prize -- aducţiuni -- staţii de tratare şi/sau sisteme de imbogăţire a apei subterane, prin termenul generic de *lucrări hidrotehnice de alimentare cu apă.*

De la staţiile de tratare, apa este condusă către folosinţele menajere, industriale şi publice urbane. O anumită cantitate de apă este utilizată în *lucrările hidrotehnice de alimentare cu apă.*

O parte din apele care provin de la folosinţele orăşeneşti, împreună cu apa subterană şi apele folosite în lucrările de alimentare cu apă sunt drenate de reţeaua de canalizare a apelor uzate către staţia de epurare. O altă parte a apei de la utilizatorii urbani, împreună cu o parte din apele provenite din ploile căzute pe suprafaţa oraşului sau provenite din zonele adiacente acestuia sunt dirijate către emisar, prin reţeaua de canalizare mixtă: ape uzate -- ape de suprafaţă (dacă această reţea există). Emisarul poate prelua de asemenea o cantitate în general mică de ape, care se scurg pe suprafaţă.

Apa provenită din precipitaţiile căzute pe suprafeţele impermeabile va fi drenată parţial de reţeaua mixtă de canalizare şi de canalizarea apelor de suprafaţă. Precipitaţiile căzute pe suprafeţe permeabile vor fi absorbite în apa subterană sau evaporate.

De asemenea, reţeaua de canalizare a apelor de suprafaţă poate prelua o parte din apa provenită de pe zonele urbane care s-a infiltrat în stratul de sol.

În figura 2.1. valorile componentelor exprimate în 10^6 m^3/an se referă la bilanţul general anual al apei în Suedia (Mc. Pherson şi Zuidema, 1978).

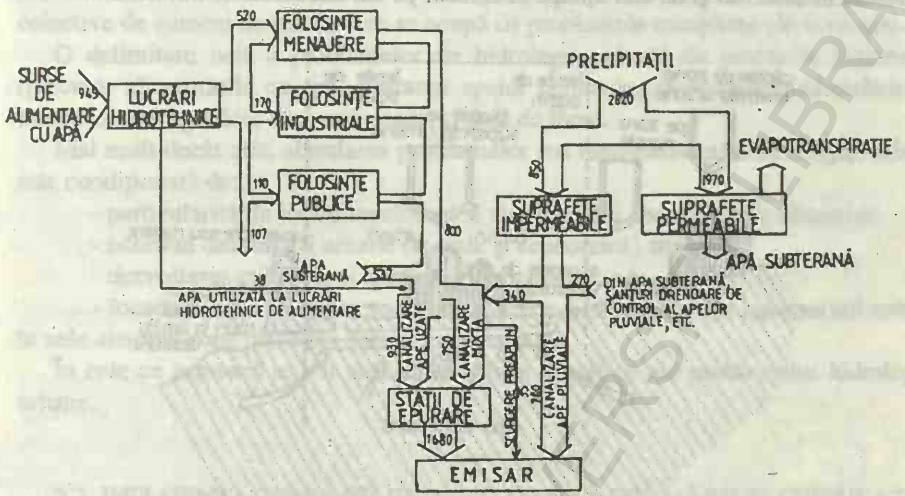


Fig. 2.1. Bilanţul apei într-o zonă urbană.

Schema de bilanţ al apei prezentată în figura 2.1 poate suferi modificări în funcţie de configuraţia sistemelor de canalizare şi drenaj existente.

Detalierea **sistemului de alimentare cu apă a folosinţelor şi drenajul acestuia** se prezintă în figura 2.2.

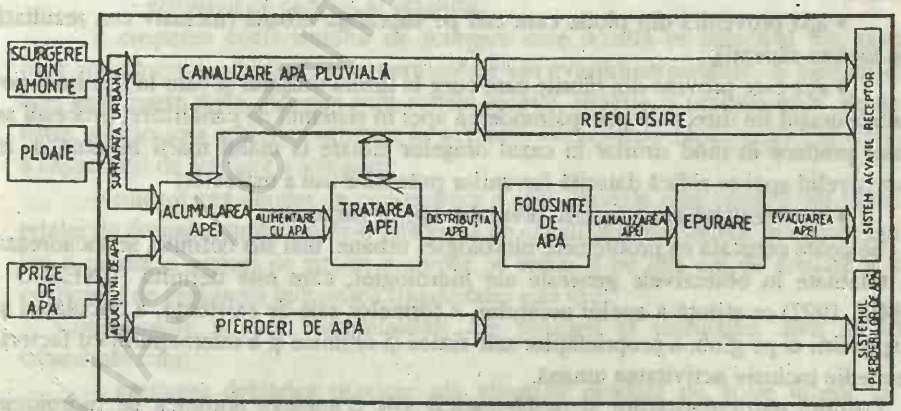


Fig. 2.2. Sistemul de alimentare cu apă a folosinţelor urbane şi drenajul.

În această figură se includ pierderile de apă în special prin reţeaua de distribuţie şi la consumatori, care pot fi foarte importante. Astfel, se precizează că în oraşul Bucureşti aceste pierderi sunt de ordinul a 40 - 50 % datorită în special conductelor reţelei de distribuţie sparte sau corodate. Apa pierdută prin reţeaua de distribuţie este drenată în subteran şi de aici ajunge în emisar, pe căi adesea necontrolabile.

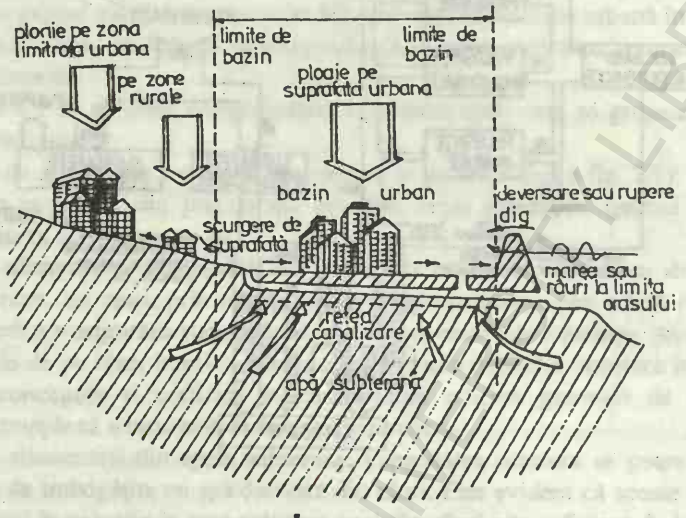


Fig. 2.3. Surse de formare şi circulaţie a apelor de suprafaţă în zone urbane.

Detalierea surselor de formare şi a circulaţiei apelor de suprafaţă urbane se prezintă în figura 2.3 (Geiger et al., 1987, Maksimovic et al., 1986; Maksimovic et al., 1992) şi constau în următoarele:

- apa care se formează pe zonele rurale şi suburbane şi care curge către zona urbană;
- apa provenită din ploile care cad pe suprafaţa urbană (inclusiv cea rezultată din topirea zăpezii);
- apa care provine din râurile care curg la limita oraşului şi care la ape mari pot inunda oraşul fie direct fie prin pătrunderea apei în sistemul de canalizare; procesul se poate produce în mod similar în cazul oraşelor situate la malul mării în situaţia, în care nivelul apei se ridică datorită furtunilor puternice sau a mareelor;
- apa rezultată din creşterea nivelului apelor subterane;

Se poate constata că problemele hidrologiei urbane, mai sus definite, se încadrează în totalitate în obiectivele generale ale hidrologiei, care este definită (UNESCO - OMM, 1992) ca ştiinţă a apelor uscatului, a formelor sale de existenţă, a circulaţiei şi răspândirii ei pe glob, a proprietăţilor sale fizice şi chimice şi a interacţiunii cu factorii de mediu inclusiv activitatea umană.

Datorită particularităţilor şi problematicii sale complexe noţiunea de hidrologie urbană implică o tratare interdisciplinară, care face apel la cunoştinţele de hidrologie

generală, meteorologie, hidraulică, construcţii hidrotehnice, alimentări cu apă şi canalizări, chimismul apei, biologie, bacteriologie şi altele.

Din acest motiv, abordarea problemelor de utilizare şi circulaţie a apei în zone urbane presupune totdeauna o cooperare strânsă între echipe de specialişti din domeniile sus menţionate, la care se adaugă, pentru a se realiza o viziune integrată, colective de oameni de ştiinţă care se ocupă de problemele complexe ale ecologiei.

O delimitare netă a problemelor de hidrologie urbană de practicile inginereşti (precum: alimentările cu apă, epurarea apelor reziduale, amenajarea hidrotehnică a bazinelor hidrografice, etc.) este aşadar dificil de făcut.

Mai mult decât atât, abordarea problemelor sus menţionate ale hidrologiei urbane este condiţionată de:

- particularităţile locale morfologice ale reliefului zonei de cele climatice;
- istoricul dezvoltării urbane (sociale şi economice) studiate;
- dezvoltarea culturală şi spirituală a populaţiei;
- încadrarea problemelor social-economice şi de mediu ale aglomerării urbane în cele ale unei zone mai largi care o înconjoară.

În cele ce urmează se vor analiza aspectele specifice ale problemelor hidrologiei urbane.

2.2. INFLUENŢA ZONELOR URBANE ASUPRA FORMĂRII ŞI CIRCULAŢIEI APELOR DE SUPRAFAŢĂ PROVENITE DIN PLOI ŞI/SAU ZĂPEZI

Formarea şi circulaţia apelor pluviale în zonele urbane prezintă unele particularităţi, astfel:

- creşterea cantităţilor de ploi şi a gradului de torenţialitate a acestora datorită:
  - modificării bilanţului termic şi radiativ (temperatura în zonele urbane este mai ridicată decât cea din zonele rurale limitrofe);
  - anomaliilor de aerosoli (particule poluante din aer), care se constituie ca nuclee de condensare a vaporilor de apă;
  - efectului de *cupolă* al oraşului;
- creşterea coeficientului de scurgere care rezultă în principal din existenţa unor zone întinse cu suprafeţe impermeabile sau cvasiimpermeabile, în care infiltraţia apei este foarte mică. Acestea sunt zonele locuite, străzile şi parking-urile. Pe de altă parte, suprimarea arborilor conduce la scăderea evapotranspiraţiei şi deci la o creştere a capacităţii de formare a scurgerii;
- micşorarea duratei de concentrare a apei pluviale care rezultă din înlocuirea reţelei de drenaj naturale printr-o altă reţea de canalizare mai densă; în consecinţă, are loc o mărire a vitezei de şiroire a apelor pe străzi şi pe alte căi de drenare al căror coeficient de rezistenţă hidraulică (rugozitate) este mic.

Consecinţele acestor particularităţi ale formării şi circulaţiei apei în zonele urbanizate sunt:

- creşterea debitelor maxime ale viiturilor produse pe ariile urbane şi deci dificultatea sporită de evacuare a acestora într-un emisar;

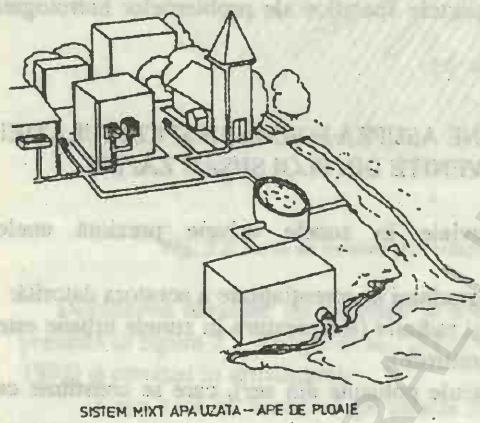
- creşterea frecvenţei viiturilor din perioadele de vară; în condiţii naturale ploile torenţiale din timpul verii sunt absorbite în sol;

- reducerea scurgerii minime şi a nivelurilor apelor subterane, ca urmare a drenajului rapid al apei;

- creşterea scurgerii solide în prima etapă a urbanizării, provocată de existenţa şantierelor şi reducerea acesteia, datorită efectului suprafeţelor urbanizate.

2.3. EVACUAREA ÎN EMISAR A APELOR COLECTATE DIN ZONELE URBANE

Apa care este evacuată de pe suprafeţele urbane poate proveni atât din apele uzate (menajere, industriale şi de spălare a străzilor), cât şi din apele rezultate din căderea ploilor şi/sau topirea zăpezilor.



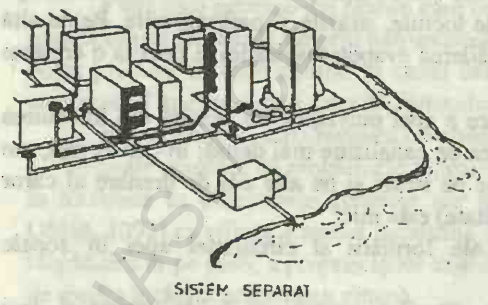


Fig. 2.4. Sisteme de evacuare a apei în emisar.

Există două sisteme posibile de evacuare (fig. 2.4):

• sistemul de canalizare separată în care apele uzate şi cele pluviale sunt canalizate prin reţele separate de canalizare.

Acest sistem este utilizat în zone climatice cu ploi intense.

Avantajul acestui sistem constă în faptul că staţiile de epurare din aval pot realiza o tratare a apei pentru un debit cunoscut (consumul menajer şi industrial).

Dezavantajele sistemului constau, pe de o parte în costul său ridicat, iar pe de altă parte în faptul că emisarul este poluat frecvent de apele provenite chiar din ploi relativ mici dacă nu există o politică corectă de evacuare, depozitare şi/sau tratare a deşeurilor şi murdăriei oraşului.

• sistemul mixt în care apele uzate şi pluviale sunt colectate şi evacuate în emisar printr-o reţea unică de canalizare. Sistemul mixt are avantajul unui cost relativ mic, dar în cazul ploilor importante staţiile de epurare nu pot face o tratare suficientă a apei, datorită debitelor de apă pluviale mari, încărcate cu material poluant provenit din spălarea oraşelor.

BCU IAŞI CENTRALĂ UNIVERSITARĂ LIBRARY

2.4. IMPLICAŢIILE CIRCULAŢIEI APELOR UZATE ŞI/SAU DE SUPRAFAŢĂ ASUPRA CALITĂŢII APEI

Toate studiile întreprinse până în prezent au arătat că, în aval de zonele urbanizate, au loc modificări majore ale calităţii apei (Arnell, 1989). Aceste deteriorări ale calităţii apei se datorează pe de o parte *spălării* suprafeţelor urbanizate - în special a căilor de circulaţie - iar pe de altă parte deversărilor de apă poluată menajeră şi/sau provenită din zonele industriale ale oraşelor.

Poluarea apei se face nu numai datorită creşterii concentraţiei nitraţilor, dar şi a componentelor chimice ale metalelor grele care au un efect nociv pe lungă perioadă (cercetările întreprinse în Olanda arată că aceste componentele chimice ale metalelor grele s-au fixat pe sedimentele de fund ale cursurilor de apă pe o perioadă care depăşeşte 300 ani).

În sfârşit, calitatea apelor subterane este sensibil deteriorată datorită coroziunii conductelor de evacuare a apelor menajere sau spargerea acestora datorată în special mişcărilor seismice.

2.5. MĂSURAREA CANTITĂŢILOR DE APĂ SCURSE ÎNTR-O ZONĂ URBANĂ

2.5.1. Principii de proiectare a reţelei de măsurători hidrometrice

Proiectarea unei reţele hidrometrice urbane se va face astfel încât să permită cunoaşterea sistematică a debitelor de apă pe toate căile de circulaţie a acesteia. **Componentele de bilanţ ale apei care intră în zona urbană** fie dinspre amonte şi/sau aval, fie cea produsă în interior, constituie un prim factor care trebuie luat în considerare la stabilirea unei reţele de măsurători.

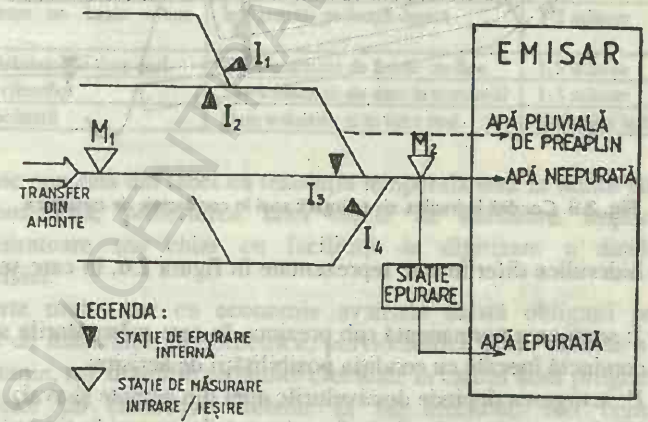


Fig. 2.5. Reţea de măsurare a scurgerii în zona urbană.

În figura 2.5 se prezintă o posibilă reţea de măsurare a apei care constă în:

- puncte de măsurare a apei care este transferată din amonte (M_1);
- puncte de măsurare a scurgerii totale la limita aval a oraşului (M_2);

- puncte de măsurare a scurgerii produse în diverse puncte de pe suprafaţa oraşului (I_1 - I_4).

Contribuţia scurgerii pluviale în bilanţul scurgerii totale dintr-un an, depinde de particularităţile climatice ale zonei urbane, fiind adesea relativ redusă datorită gradului său mare de intermitenţă. Cu toate acestea, debitele maxime ale scurgerii pluviale depăşesc de multe ori debitul permanent (scurgere de bază) rezultat din drenajul folosinţelor orăşeneşti. Din acest motiv problema cea mai severă se referă la evenimentele pluviale de scurtă durată, dar cu debite de vârf mari.

Dacă este necesar să se supravegheze din punct de vedere hidrometric, atât scurgerea de bază, cât şi cea a viiturilor, atunci reţeaua de măsurători trebuie să fie astfel concepută încât să asigure o precizie suficientă pentru ambele situaţii.

Condiţiile hidraulice ale scurgerii apei constituie un al doilea factor care trebuie luat în considerare la stabilirea unei reţele hidrometrice urbane. Acestea sunt:

- scurgerea subcritică (în care numărul Froude este subunitar Fr < 1);
- scurgerea rapidă sau critică (Fr > 1);
- scurgerea în remuu provocată de înecarea conductelor care debuşează în emisar în perioada de ape mari a acestuia;
- scurgerea sub presiune a conductelor;
- sedimentarea conductelor.

Tipul de scurgere cel mai convenabil pentru executarea măsurătorilor îl reprezintă scurgerea subcritică. În toate celelalte condiţii hidraulice este necesară folosirea unor metode şi a unor mijloace de măsurare speciale adecvate.

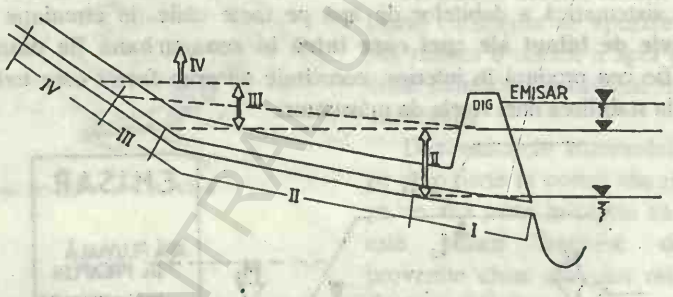


Fig. 2.6. Conditii hidraulice ale scurgerii apei în conductele de canalizare.

Condiţiile hidraulice diferite sunt reprezentate în figura 2.6, în care se pot distinge 4 zone:

- zona I: scurgerea permanentă sub presiune în care măsurătorile se fac similar cu cele într-o conductă înecată cu condiţia posibilităţii de aerisire;
- zona II: scurgerea depinde de nivelurile apei din amonte şi aval;
- zona III: în această zonă există efectul remuului numai în timpul coincidenţei nivelurilor mari în emisar cu debite mari pluviale în reţeaua de canalizare;
- zona IV: această zonă priveşte acea parte din reţeaua de canalizare din amonte situată la altitudini suficient de înalte, astfel că niciodată conductele nu sunt înecate.

Selectarea metodologiei de măsurare şi a amplasamentului în care acestea se vor efectua trebuie să ţină seama de gradul de intermitenţă a producerii scurgerii pluviale. Astfel, conform figurii 2.6 tipurile de regim de curgere care depind de măsurătorile de debit se pot grupa în următoarele categorii:

- măsurători de debit efectuate în toate condiţiile:
  - suprafaţă liberă neînecată;
  - suprafaţă liberă înecată;
  - scurgere sub presiune în conductă.
- măsurători care se fac în toate condiţiile, dar datele obţinute în cazurile scurgerii sub presiune nu sunt luate în considerare;
- măsurători în care datele obţinute în situaţia scurgerii sub presiune prezintă un grad de aproximaţie care poate fi acceptat şi deci pentru anumite destinaţii se iau în considerare.

Tipurile de date şi rezoluţia lor temporală constituie al treilea factor care determină o proiectare judicioasă a unei reţele hidrometrice.

În tabelul 2.1 se prezintă tipurile de date şi rezoluţia lor spaţială în funcţie de cerinţele de cercetare, proiectare şi/sau exploatare a sistemului de canalizare urbană. (Macsimovic, 1993)

Tabelul 2.1

Necesităţi	Tipul de date	Rezoluţia temporală
Analiza seriilor temporale	Serii de debite	Continuă pe intervale de 5-10 minute
Exploatare sistem de canalizare	Valori medii statistice	Valori zilnice sau lunare
Realizare şi testare modele	Înregistrări de evenimente sau continue	1-2 minute
Model pentru un bazin urban concret	Înregistrări pe lungă durată	1-2 minute
Controlul debitelor în timp real	Teletransmisii de debite on-line	1-5 minute
Atenuarea viiturilor	Teletransmisii de date în timp real	1-5 minute
Controlul poluării	Date statistice şi în timp real	Variabilă în funcţie de utilizare

Se poate constata din tabel că rezoluţia temporală este în multe situaţii foarte fină şi, în consecinţă, proiectarea unei reţele de măsurare implică o aparatură autoînregistratoare sau chiar cu facilităţi de digitizare a datelor, în vederea teletransmisiei.

În foarte multe ţări cu economie avansată există obligaţii prin lege pentru efectuarea de măsurători hidrometrice, pluviometrice şi de calitate a apei. Astfel, în Marea Britanie, măsurătorile de debite efectuate în cadrul unui program de monitoring al sistemelor de canalizare trebuie să fie efectuate sub controlul direct al municipalităţilor.

În Statele Unite a fost creat un program naţional de hidrologie urbană (sub supravegherea Agenţiei SUA de protecţie a mediului, US Environmental Protection Agency - EPA), care a condus la realizarea unei mari baze de date; conceptia programului EPA de măsurători dă o pondere deosebită activităţilor decizionale care

se iau pe baza valorilor medii zilnice (v. tab. 2.1) şi se referă mai puţin la date cu rezoluţii temporale fine necesare pentru modelare. Acestea din urmă sunt în schimb asigurate de o reţea specializată a Programului de monitoring al US Geological Survey.

Legea mediului recent promulgată în 1990 de către US - EPA pretinde ca, în toate oraşele cu mai mult de 100.000 locuitori (circa 170 oraşe), să existe o reţea de măsurare a scurgerii apelor pluviale şi de calitate a apei pe 5 - 10 bazine, cu rezoluţia temporală de până la 5 minute (Maksimovic, 1993).

2.5.2. Tipuri de staţii de măsurare

Tipurile de staţii de măsurare depind de scopurile urmărite şi de posibilităţile de amplasare a acestora.

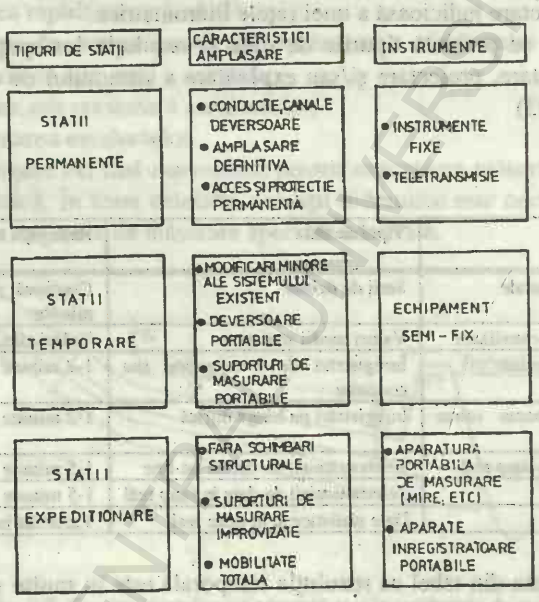


Fig. 2.7. Tipuri de staţii hidrometrice, amplasamente şi instrumente de măsură.

În figura 2.7 se prezintă sub formă schematică tipurile de staţii hidrometrice, amplasamentul şi modul de înregistrare şi/ sau transmisie al acestora.

Staţiile hidrometrice permanente sunt amplasate pe elementele structurale importante ale reţelei de drenaj şi este de dorit ca să fie prevăzute încă din faza de proiectare a acesteia. În cazul în care acest sistem de staţii se instalează ulterior,

BCU Cluj / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

trebuie avut în vedere un acces uşor la instrumentele de măsură pentru verificare şi întreţinere.

Unele staţii de monitoring permanent pot avea o funcţie complexă de măsurare şi înregistrare automată a ploilor, debitelor şi substanţelor poluante. De asemenea, staţiile permanente moderne cu funcţie complexă pot avea convertizoare de digitizare a datelor în vederea teletransmisiei. Un exemplu de staţie complexă permanentă se dă în figura 2.8.

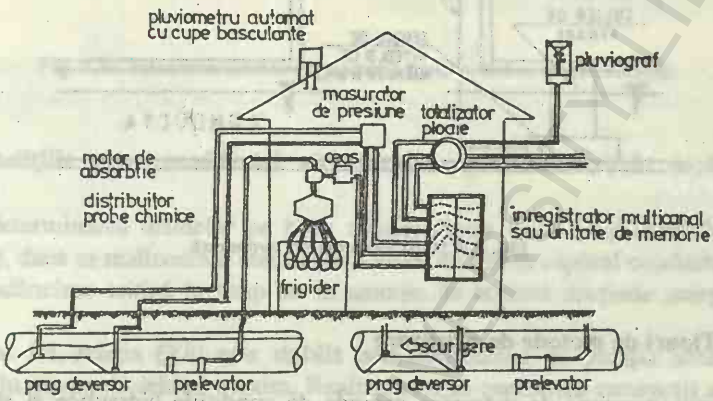


Fig. 2.8. Staţie complexă permanentă.

Staţiile hidrometrice temporare se folosesc pe o perioadă limitată de timp în care se efectuează măsurători destinate în special reabilitării unor lucrări sau realizarea unor proiecte de îmbunătăţire a condiţiilor de drenaj urban. Avantajul sistemului de staţii temporare constă în faptul că nu este costisitor şi nu implică modificarea unor elemente structurale pentru instalarea aparaturii.

De asemenea, avantajul staţiilor temporare constă în faptul că aparatura destinată măsurătorilor de debite se poate folosi în mai multe amplasamente.

În figura 2.9 se prezintă un exemplu de staţie temporară de monitoring plasată într-o gură de scurgere stradală a apei.

Aceasta constă într-un senzor de viteză şi adâncime fixat cu un colier în partea inferioară a conductei de canalizare, cuplat cu un cablu la un sistem de înregistrare şi de digitizare. Gura de acces stradală este etanşă, pentru a proteja sistemul de înregistrare de praf, murdărie şi umiditate.

Sistemul de măsurare expediţionară este asigurat de un echipament care este manipulat de o echipă de tehnicieni. Avantajul acestui sistem este că poate folosi aparatură de măsură complexă, motiv pentru care adesea este utilizat pentru calibrarea şi verificarea aparaturii staţiilor permanente sau temporare.

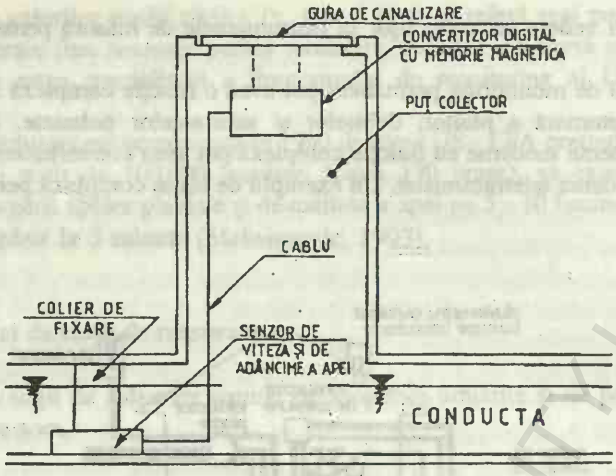


Fig. 2.9. Staţie hidrometrică temporară.

2.5.3. Tipuri de metode de măsurare

Instalarea aparaturii de măsurare depinde de condiţiile hidraulice şi structurale. Măsurătorile de debit se pot face fie utilizând structurile constructive existente ale sistemelor de evacuare a apei, fie prin modificarea acestora, astfel încât să se asigure un grad ridicat de încredere şi precizie al rezultatelor obţinute.

În cadrul structurilor existente se pot distinge două modalităţi de măsurare:

• determinarea debitelor se poate face cunoscând nivelul apei într-o conductă cu scurgere liberă. În acest caz, nu este necesar să se introducă în conductă senzori de viteză, întrucât se consideră că debitul depinde numai de nivelul apei.

Această ipoteză este valabilă numai în cazul scurgerii permanente, când panta apei nu diferă de panta conductei, condiţie care nu este întodeauna asigurată. Mai mult, în cazul colmatării parţiale a conductelor, erorile de determinare a debitului,, utilizând o relaţie unică nivel-debit pot fi foarte mari;

• determinarea debitelor se poate face folosind o structură de tip deversor liber. În acest caz, nivelul apei în amonte de contracţia vânei poate permite să se folosească o relaţie directă nivel-debit, cu condiţia ca numărul Froude $Fr = Q\,B/gA < 1$, situaţie în care adâncimea critică se găseşte în imediata apropiere a deversării conductei independent de panta acesteia.

Aşa cum se poate vedea în figura 2.10 adâncimea critică se formează în imediata apropiere a debuşeului conductei în altă conductă verticală şi nu depinde de panta conductei.

Dezavantajul acestei modalităţi de măsurare constă în faptul că poziţia senzorului de adâncime este funcţie de debitul maxim al scurgerii pluviale. Această condiţie face ca relaţia dintre debit şi nivel să nu fie totdeauna stabilă.

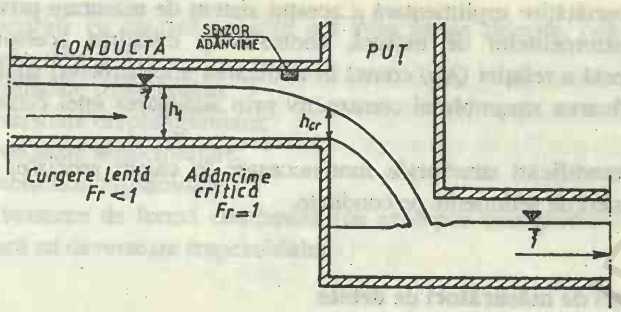


Fig. 2.10. Măsurarea debitelor cu ajutorul deversorului cu creastă ascuțită.

În condiţiile unor modificări structurale există următoarele modalităţi de măsurare:

- determinarea debitelor pe baza relaţiei dintre debit Q şi nivel h se poate îmbunătăţi, dacă se realizează o contracţie a vânei de apă la capătul conductei unde se atinge o adâncime critică în timp ce în amonte de această secţiune scurgerea este lentă.

În acest fel, relaţia $Q(h)$ este stabilă nemaidepinzând de poziţia senzorului de adâncime în raport cu debitul maxim. Realizarea unei asemenea contracţii a vânei de apă implică însă o modificare structurală a construcţiei (fig. 2.11).

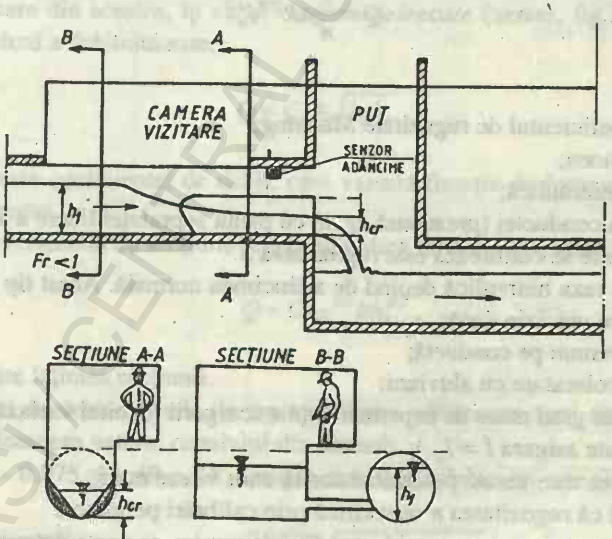


Fig. 2.11. Măsurarea debitelor cu deversor cu creastă ascuțită şi contracţie a vânei de apă.

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

• o îmbunătăţire suplimentară a acestui sistem de măsurare privind asigurarea întreţinerii instrumentelor de măsură, controlul şi curăţirea acestora, precum şi calibrarea corectă a relaţiei $Q(h)$ constă în realizarea unor structuri suplimentare, care implică modificarea ansamblului constructiv prin adăugarea unei camere de vizitare (fig.2.11).

• alte modificări structurale sunt necesare în cazuri speciale, în care există remuu şi depuneri de sedimente pe conducte.

2.5.4. Tipuri de măsurători de debite

În funcţie de condiţiile hidraulice de curgere a apei, de precizia urmărită şi de particularităţile structurale existente sau proiectate se pot distinge următoarele tipuri de măsurători de debite:

- măsurători bazate pe determinarea adâncimii normale a apei în conducte;
- măsurători la deversoare;
- măsurători în canale cu strangulare;
- măsurători bazate pe metoda viteză-secţiune;
- măsurători utilizând metoda diluţiei;
- măsurători integrale.

Măsurătorile bazate pe determinarea adâncimii normale a apei se execută pe conducte în care panta suprafeţei libere este egală cu panta fundului. Debitul se determină cu ajutorul relaţiei Chezy:

$$Q = \frac{I}{n} A R^{2/3} I_o^{1/2} \quad , \qquad (2.1)$$

în care:

n este coeficientul de rugozitate Manning;

A - secţiunea;

R - raza hidraulică;

I_o - panta conductei (presupusă egală cu panta suprafeţei libere a apei I).

Elementul care se calibrează este rugozitatea n.

Secţiunea şi raza hidraulică depind de adâncimea normală. Acest tip de măsurători nu se pot face cu precizie dacă:

- există remuu pe conductă;
- există colmatare cu aluviuni;
- există un grad mare de nepermanenţă a scurgerii (debitul variază rapid în timp şi nu se mai poate asigura $I = I_o$);
- scurgerea este aerată puternic datorită unor viteze mari.

Este evident că rugozitatea n se verifică prin calibrări periodice.

În cazul existenţei unei scurgeri în condiţii de remuu, se poate determina panta I pe baza măsurării a două adâncimi în amonte şi aval de secţiunea considerată.

Măsurătorile la deversoare se execută atât în cazul curgerii aerate (neînecate), cât şi al celei înecate.

•*Deversoarele cu creastă ascuţită* pot avea forme diferite, cele mai utilizate fiind următoarele (fig. 2.12):

- deversoare triunghiulare;
- deversoare dreptunghiulare;
- deversoare semicirculare;
- deversoare trapezoidale;
- deversoare de formă combinată (de exemplu triunghiulare combinate la partea superioară cu deversoare trapezoidale).

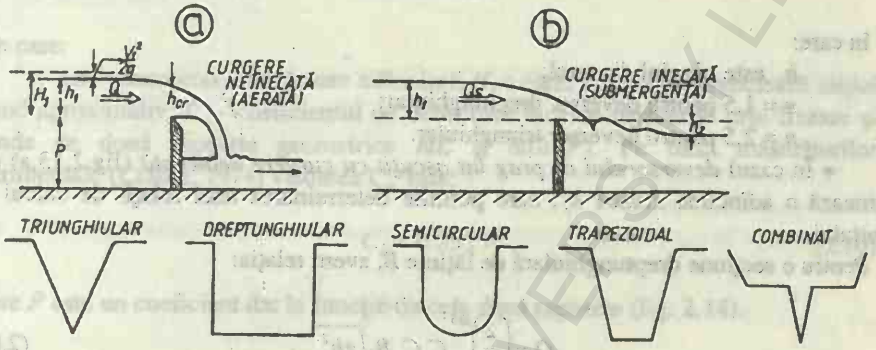


Fig. 2.12. Măsurarea debitelor cu diverse tipuri de deversoare cu creastă acuţită.

Pentru oricare din acestea, în cazul curgerii *neînecate* (aerate, fig.2.12,a) formula generală de calcul a debitului este:

$$Q = C_d A\sqrt{2gh_1}\ , \tag{2.2}$$

în care C_d este coeficientul de debit, care variază funcţie de forma deversorului şi de grosimea crestei.

În cazul deversorului cu secţiune dreptunghiulară formula este (fig. 2.12):

$$Q = C_d g^{1/2} B h_1^{3/2}\ , \tag{2.3}$$

în care B este lăţimea secţiunii.

Coeficientul de debit depinde de raportul dintre adâncimea apei din amonte h_1 şi adâncimea P deasupra patului canalului din amonte.

Pentru $h_1 > 0.075$ şi $h_1/P < 1.8$, ecuaţia de calcul a debitului este (White, 1975):

$$Q = 0.564\left(1 + \frac{0.15}{P}\right) B\sqrt{g\left(h_1 + 0.001\right)^3}\ . \tag{2.4}$$

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Formulele de calcul pentru alte tipuri se dau în manualele de specialitate (Kiselev, 1988).

În situaţia în care curgerea peste un deversor cu creastă ascuţită este *înecată* (fig. 2.12,b), atunci se aplică o corecţie la debitul scurs în condiţii libere, pentru a se obţine debitul de apă în condiţii de submergenţă Q_s, astfel:

$$Q_s = Q\left[1-\left(\frac{h_2}{h_1}\right)^n\right]^{0.385}, \qquad (2.5)$$

în care:

h_2 este nivelul din aval;

$n = 1.5$ pentru deversor dreptunghiular;

$n = 2.5$ pentru deversor triunghiular.

• În cazul *deversorului cu prag lat aşcuţit cu curgere neînecată* (fig.2.13,a) se formează o adîncime critică h_c, care permite determinarea unei relaţii de calcul a debitului.

Pentru o secţiune dreptunghiulară de lăţime B, avem relaţia:

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{2/3} C_v C_d B\sqrt{g h_1^2}, \qquad (2.6)$$

în care:

C_v este un coeficient de corecţie, care ţine cont de faptul că adâncimea H în sectorul amonte este:

$$H_1 = h_c + \frac{v_c^2}{2g}, \qquad (2.7)$$

în care v_c este viteza corespunzătoare adâncimii critice h_c.

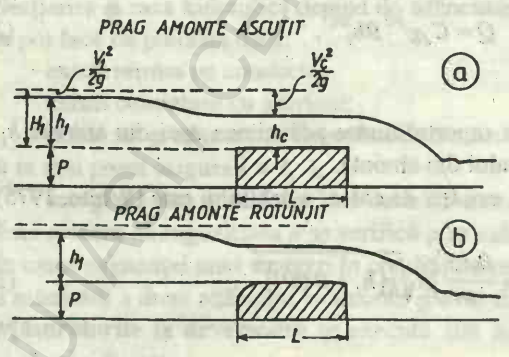


Fig. 2.13. Măsurarea debitelor cu deversor cu prag lat cu curgere neînecată.

BCU CLUJ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Coeficientul C_v este dat de relaţia:

$$C_v = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{3/2}, \tag{2.8}$$

în care:

$$h_1 = H_1 + \frac{v_1^2}{2g}, \tag{2.9}$$

în care:

v_1 este viteza corespunzătoare adâncimii H, a cărei valoare se apreciază iniţial în mod aproximativ; C_d - coeficientul de debit care include pierderile prin frecare şi depinde de două rapoarte geometrice h/L şi $h/(h+P)$. Pe baza măsurătorilor experimentale (Crable, 1974) valoarea C_d este:

$$C_d = 0.855\, F, \tag{2.10}$$

în care F este un coeficient dat în funcţie de cele două rapoarte (fig. 2.14).

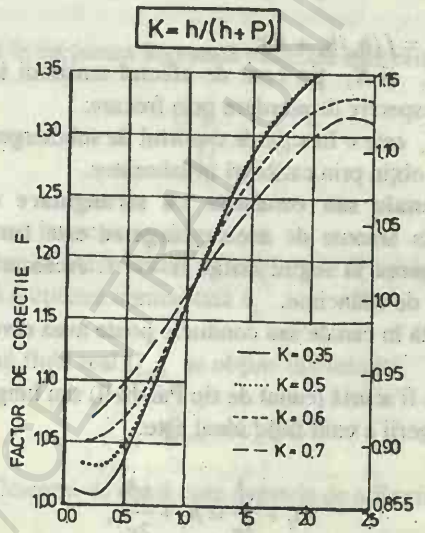


Fig. 2.14. Relaţia dintre coeficientul F şi rapoartele h/L şi h/(h+P).

• În cazul *deversoarelor cu prag lat rotunjit în amonte* (fig.2.13,b), coeficientul de debit este mai mare şi depinde de raportul H/L (Smith, 1958).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

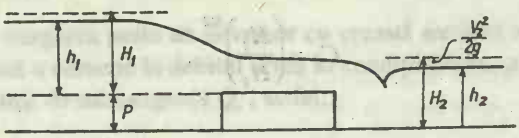


Fig. 2.15. Măsurarea debitelor cu deversor cu prag lat cu curgere înecată.

În cazul curgerii *înecate* raportul de submergenţă H_2/H_1 (fig. 2.15) variază între 0.75 pentru numere Reynolds mici şi 0.83 pentru curgeri turbulente peste praguri netezite.

Pentru alte tipuri de deversoare cu prag lat, se dau relaţii specifice ale raportului de submergenţă (Macsimovic, 1992).

În situaţia în care curgerea este înecată, debitul în condiţii de submergenţă Q_s este:

$$Q_s = CK_1K_2K_4b\sqrt{2g}h^{2/3}, \qquad (2.11)$$

în care coeficienţii:

$C = f(h_1/h_2 + P)$;

K_1 şi K_2 ţin cont de efectul tensiunii la suprafaţa lichidului, respectiv de pierdere prin frecare;

K_4 este o funcţie de raportul de submergenţă.

Aceşti coeficienţi se obţin prin calibrări în laborator.

Măsurătorile în canale sau conducte cu strangulare constau în îngustarea secţiunii, astfel încât, în amonte de acesta curgerea este lentă Fr <1, iar în zona îngustată se atinge curgerea în regim critic Fr > 1. Aceasta permite determinarea debitului în funcţie doar de adâncime.

Secţiunea transversală în canale sau conducte poate avea diverse forme, aşa cum se prezintă în figura 2.16.

Zona îngustată poate fi scurtă (canal de tip Parshall) sau lungă.

Ecuaţia energiei curgerii a unui fluid ideal este:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_c + \frac{v_c^2}{2g}, \qquad (2.12)$$

în care:

h_1 este adâncimea apei amonte de îngustare;

v_1 - viteza corespunzătoare adâncimii h_1;

h_2 - adâncimea critică în zona îngustată;

v_2 - viteza corespunzătoare adâncimii h_2.

BCU IASI / CONSPECT FIRST LIBRARY

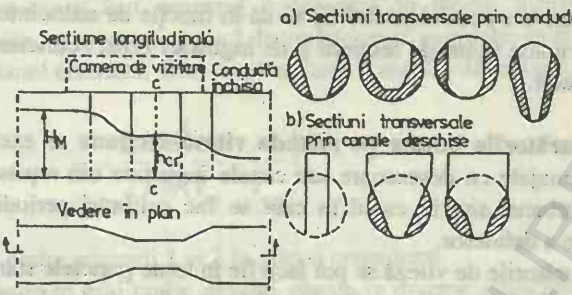


Fig. 2.16. Măsurarea debitelor în canale sau conducte cu strangulare.

Ţinând cont de relaţia de continuitate:

$$v_1 A_1 = v_c A_c , \tag{2.13}$$

rezultă:

$$Q = \sqrt{2g\left(h_1 - h_c\right)\frac{A_1^2 A_c^2}{A_1^2 - A_c^2}}, \tag{2.14}$$

Având în vedere că în secţiunea îngustată curgerea este critică rezultă:

$$\frac{Q^2 b_c}{g A_c^3} = I , \tag{2.15}$$

în care b_c este lăţimea la secţiunea îngustată.

Atât b_c, cât şi secţiunea transversală A_c depind de h_c şi deci debitul va fi funcţie numai de adâncimea în secţiunea contractată h_c .

Debitul în cazul unui fluid real Q_{real} se obţine din relaţia:

$$Q_{real} = C_d Q , \tag{2.16}$$

în care C_d este coeficientul de debit care depinde de adâncime.

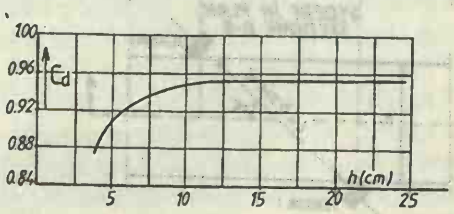


Fig. 2.17. Relaţia *Cd = f (H)*.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Pentru canale cu secţiune trapezoidală şi cu zonă de îngustare lungă, valoarea aproximativă a coeficientului C_d se dă în funcţie de adâncimea h_c (fig. 2.17).

Pentru alte tipuri de secţiuni şi de îngustări acest coeficient se obţine prin calibrări de laborator.

Măsurătorile bazate pe metoda viteză-secţiune se execută în secţiuni care nu sunt amenajate cu deversoare sau canale îngustate din reţeaua de circulaţie a apei în zonele urbane, sau în cazul în care se fac calibrări periodice ale unor secţiuni de măsurare a debitelor.

Măsurătorile de viteză se pot face fie în toate punctele standard dispuse pe întreaga secţiune, fie într-un punct (la suprafaţa sau în interiorul secţiunii udate) sau într-un număr mic de puncte.

În cazul în care viteza se măsoară în toate punctele standard (N), debitul se obţine printr-o integrare, astfel:

$$Q = \sum_{i=1}^{N} A_i v_i , \qquad (2.17)$$

în care v_i este viteza în punctul standard i căreia îi este atribuită o arie A_i (pe care se admite că v_i este constantă).

Dacă viteza se măsoară într-un punct sau într-un număr limitat n de puncte, se verifică dacă există o relaţie lineară suficient de bună între viteza medie pe întreaga secţiune pe de-o parte şi viteza punctuală v_p sau media vitezelor măsurate în cele n puncte $\bar{v}_n$ pe de altă parte. Dacă o asemenea ipoteză se dovedeşte corectă, atunci debitul într-o seţiune de arie A se calculează astfel:

$$Q = C_1 v_p A \quad \text{şi respectiv} \quad Q = C_2 \bar{v}_n A . \qquad (2.18)$$

Viteza apei se poate măsura cu micromorişca sau cu senzori ultrasonici.

Principiul măsurătorii cu senzori ultrasonici se prezintă în figura 2.18.

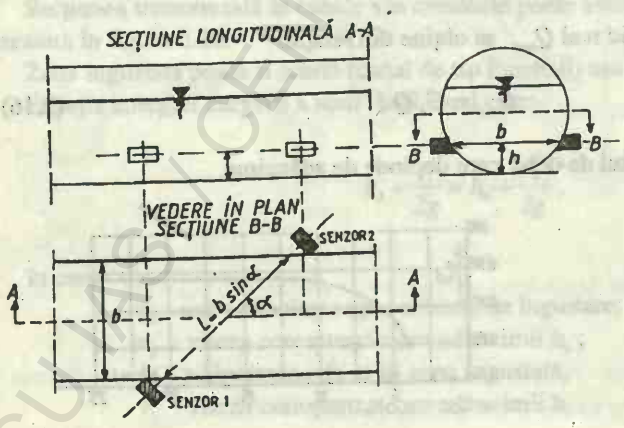


Fig. 2.18. Măsurarea vitezei cu senzori ultrasonici.

BCU MS / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Timpul de propagare al sunetului în aval t_{av} este măsurat de senzorul 1 care operează în modul *transmisie*. Când senzorul 2 operează în modul *transmisie* şi senzorul 1 în modul *recepţie*, se măsoară timpul de propagare al sunetului în amonte.

Viteza medie v_h în planul orizontal aflat la adâncimea h rezultă din relaţia:

$$v_h = \frac{b}{2}\frac{sin}{cos}\left(\frac{1}{t_{av}} - \frac{1}{t_{am}}\right), \tag{2.19}$$

în care b este distanţa dintre senzorii 1 şi 2 în planul considerat.

Dacă senzorii se plasează în mai multe planuri situate la diverse adâncimi, atunci se obţin alte viteze, care, prin integrare conduc la o viteză medie în secţiune. În cazul în care se verifică ipoteza prin care viteza medie în secţiune este o funcţie lineară de viteză în planul h, atunci se aplică corecţia corespunzătoare şi nu mai este nevoie să se măsoare viteza în mai multe planuri.

Instrumentul de măsură a vitezei cu senzori ultrasonici este cuplat cu un senzor de adâncime, astfel încât se măsoară în mod continuu viteza şi suprafaţa curgerii, deci debitul de apă.

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

3. DETERMINAREA PLOII DE CALCUL

3.1. MĂSURAREA CANTITĂŢILOR DE PLOAIE

3.1.1. Particularităţi ale datelor pluviometrice necesare în hidrologia urbană

Rezolvarea problemelor hidrologiei urbane mai sus arătate a condus la necesitatea elaborării a o serie de modele matematice privind cantitatea şi calitatea apei în zonele urbane. Oricare din modelele propuse de diverşi autori au ca punct de pornire precipitaţia, definită prin cantitatea şi distribuţia sa în timp.

Precipitaţia căzută poate fi sub formă de ploaie sau zăpadă. Întrucât efectul cel mai rapid asupra formării scurgerii în bazinul urbanizat îl are ploaia, vom admite termenul de *ploaie de calcul*, care include cantitatea de zăpadă topită.

Deoarece cantitatea de apă scursă pe zonele urbane provine de pe suprafeţe relativ mici, datele privind cantităţile de ploaie trebuie să aibă o rezoluţie fină, atât spaţială, cât şi temporală.

O asemenea rezoluţie nu poate fi asigurată de reţeaua meteorologică obişnuită şi în consecinţă, într-o zonă urbană este necesar a se proiecta şi realiza o reţea specială de măsurători pluviometrice.

Distribuţia spaţială a ploii depinde de:

- mărimea nucleului ploii de convecţie;
- distanţa între nucleele ploii convective;
- gradientul de creştere sau scădere al nucleului ploii;
- viteza şi direcţia de mişcare a nucleului.

În general mărimea nucleelor de ploaie convectivă variază între 2 - 30 Km^2 (Austin şi Honze, 1972, Niemczynowicz, 1984), ceea ce înseamnă, în ipoteza unui nucleu circular, un diametru de la 1.6 la 6.2 Km.

Pentru a se măsura ploaia în cel puţin două puncte din nucleu este necesar să existe o distanţă între acestea de 0.5 Km, adică un aparat de măsură la 1 Km.

Considerând o viteză medie de mişcare a nucleului de 10 m/s (Niemczynowicz, 1984), rezultă că durata de trecere a nucleului deasupra unui punct de măsurare variază de la 2.7 la 10.3 minute.

Pentru a putea măsura în acelaşi aparat cel puţin de două ori acelaşi nucleu este necesar ca intervalul de înregistrare să fie de 1 minut.

În cazul ploilor de mică intensitate de ordinul a 0.1 mm/minut rezultă că rezoluţia de volum a aparatului (care are o rezoluţie în timp de 1 minut) este de 0.1 mm.

În rezumat, pentru o corectă apreciere a cantităţilor de ploaie căzută pe o suprafaţă de ordinul a zecilor de Km^2 este necesar să avem:

- rezoluţie spaţială = 1 Km^2 ;
- rezoluţie temporală = 1 minut;
- rezoluţie de volum (precizia aparatului) = 0.1 mm.

Având în vedere cerinţele unei asemenea rezoluţii în timp şi spaţiu, este necesar ca sistemele de măsurare a timpului din aparatele pluviometrice să fie absolut sincrone.

În realitate aceste cerinţe de rezoluţie nu sunt îndeplinite decât în foarte rare cazuri şi o apreciere cât mai corectă a ploii se face utilizând tehnici de calcul speciale care folosesc date dintr-o reţea mai puţin perfectă.

3.1.2. Aparatura de măsurare punctuală a ploilor

În ceea ce priveşte modul de înregistrare a ploilor, precum şi colectarea, diseminarea şi corecţia acestora, se fac referiri de detaliu într-o serie de publicaţii specializate, (OMM, 1983a), (OMM, 1983b), (Sevruk, 1982).

În cele ce urmează se vor prezenta doar principiile de funcţionare ale aparatelor automate de înregistrare a cantităţilor de ploaie.

Pluviograful cu flotor constă din următoarele piese principale (fig. 3.1):

- *pâlnia receptoare* a ploii cu tubul colector care conduce apa într-un recipient închis;
- *recipientul închis* în care se găseşte un flotor care se mişcă în sus, pe măsură ce cantitatea de apă creşte. Flotorul are o tijă pe care se găseşte peniţa de înregistrare.

În momentul în care se colectează un volum de apă de ploaie echivalent unui strat de 10 mm se amorsează un sifon care goleşte brusc recipientul într-un container şi flotorul revine la poziţia sa iniţială.

- *tamburul* pe care se află un grafic de hârtie. Cantitatea de apă căzută cumulată până la un volum echivalent cu un strat de apă de 10 mm este înregistrată de peniţă pe acest grafic. În momentul în care sifonul goleşte recipientul, peniţa revine la punctul *0* şi în cazul că ploaia continuă ea începe să înregistreze în continuare cantitatea de ploaie căzută.

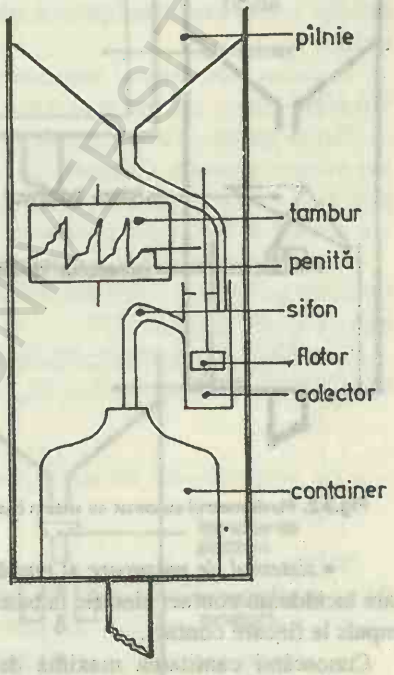


Fig. 3.1. Pluviograful cu flotor.

Tamburul se învârteşte cu ajutorul unui mecanism de ceas astfel încât se măsoară concomitent timpul în care peniţa se găseşte la un moment dat pe grafic. Durata de rotaţie completă a tamburului este de obicei de 24 ore astfel încât pluviograful înregistrează variaţia cantităţii de ploaie căzută într-o zi. Graficul de hârtie se schimbă zilnic de către observator.

Intensitatea ploii se determină pe diferite durate situate între 2 puncte pe axa timpului astfel alese încât variaţia cantităţilor cumulate să fie lineară. Aceste puncte se numesc *puncte caracteristice*. Determinarea intensităţii se face fie manual, fie automat în cazul în care se foloseşte un digitizor conectat la un calculator.

Sursele de eroare ale acestui tip de aparat sunt:

- instalarea greşită de către observator a graficului, astfel încât peniţa este poziţionată greşit în raport cu nivelul *zero* al flotorului şi/sau cu nivelul de sifonare a recipientului închis;

- nivelul de sifonare poate fi greşit datorită unei instalări iniţiale eronate a sifonului;

- mecanismul de ceasornic nu este suficient de precis astfel încât timpul nu este măsurat corect;

- nu se marchează de către observator momentele de început şi sfârşit ale graficului.

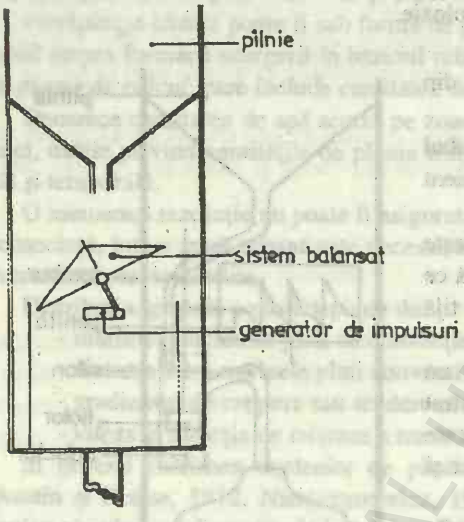


Fig.3.2. Pluviometrul automat cu sistem basculant.

Pluviometrul automat cu sistem basculant (fig.3.2) constă din următoarele piese:

- *pâlnia de colectare* a apei de ploaie;
- *sistemul basculant* care receptează apa colectată de pâlnie într-unul din cele două compartimente.

În momentul în care unul din compartimente (căuşul) captează o cantitate dată de apă, sistemul basculează şi apa se goleşte din compartiment într-un container. În continuare, apa este receptată de celălalt căuş care ajunge sub tubul de colectare a apei din pâlnie şi operaţia continuă.

- *sistemul de măsurare* al numărului de basculări, care constă într-un dispozitiv care închide un contact electric la basculare şi un generator de impulsuri care emite un impuls la fiecare contact.

Cunoscând cantitatea maximă de apă receptată de un căuş şi duratele dintre basculări date de generatorul de impulsuri, se poate determina stratul de ploaie în funcţie de timp.

Sursele de eroare ale acestui tip de aparat sunt:

- calibrarea inexactă a aparatului;

- funcţionarea necorespunzătoare a sistemului mecanic de basculare produsă de blocarea acestuia cu frunze, obiecte aduse de vânt, etc.

Cu toate acestea, în cazul în care se face o corectă calibrare a aparatului, acest tip de pluviometru automat asigură o precizie mare în măsurarea ploilor.

O procedură de calibrare dinamică a pluviometrului automat cu sistem basculant se dă în lucrarea lui Maksimovic (1992).

Pluviometrul automat cu picurare (fig.3.3) constă în următoarele piese:

- *pâlnie de colectare a apei de ploaie*;
- *formatorul de picături*;
- *numărătorul de picături*;
- *container*.

Volumul fiecărei picături fiind o constantă, intensitatea ploii este legată de numărul acestora într-un interval de timp. Principiul de înregistrare este similar cu cel al pluviometrului automat cu sistem basculant.

Sursele de erori ale acestui tip de aparat sunt:

- formatorul de picături nu produce aceste unităţi la o valoare de volum constantă (mai ales în cazul ploilor de mică intensitate);

- mărimea picăturii nu este o constantă, ci depinde de intensitatea ploii. Deci, în cazul în care calibrarea aparatului nu este corespunzătoare, măsurarea ploii nu este suficient de precisă. Acest tip de aparat nu este răspândit şi experienţa referitoare la exploatarea sa este limitată.

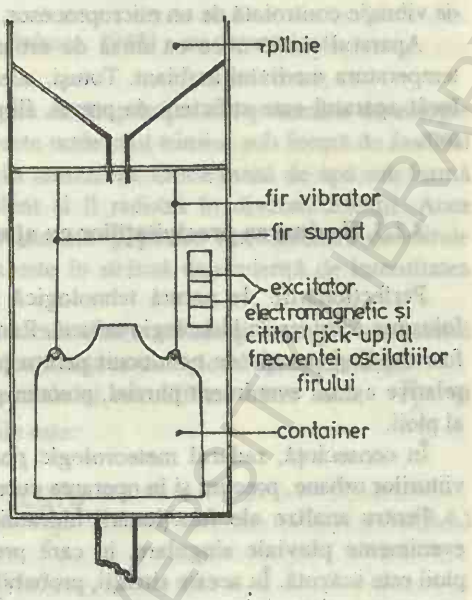


Fig.3.3. Pluviometrul automat cu picurare.

Pluviometrul automat cu frecvenţmetru (fig.3.4) constă în următoarele piese:

- *pâlnia de colectare*;
- *containerul* în care apa de ploaie se acumulează până la un volum echivalent cu un strat de ploaie de 600 mm. Containerul este suspendat pe trei fire. Unul din fire vibrează, datorită unui excitator electromagnetic. Frecvenţa oscilaţiei depinde de tensiunea în fir, care la rândul său este o funcţie de greutatea apei din container.

Oscilaţiile firului induc un curent alternativ care este preluat de un alt electromagnet.

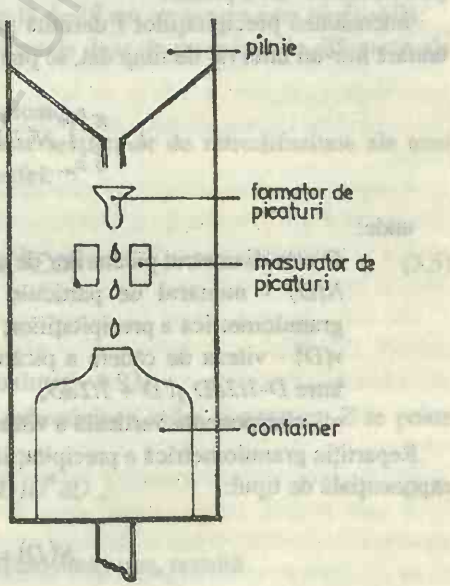


Fig.3.4. Pluviometrul automat cu frecvenţmetru.

BCU ASSISTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Frecvenţa de oscilaţie se poate măsura fie printr-o unitate de citire a traductorului de vibraţie controlată de un microprocesor, fie mai simplu cu un frecvenţmetru.

Aparatul poate avea ca sursă de eroare faptul că frecvenţa este dependentă de temperatura mediului ambiant. Totuşi, această dependenţă nu este foarte mare, astfel încât aparatul este suficient de precis, fiind capabil să asigure o senzitivitate de 0.1 mm.

3.1.3. Evaluarea precipitaţiilor cu ajutorul radarelor meteorologice

Perfecţionările de natură tehnologică aduse radarelor meteorologice au permis folosirea acestora în hidrologia urbană. Radarul meteorologic constituie un instrument foarte util şi practic de neînlocuit pentru prognoza de foarte scurtă durată a mărimii relative a unui eveniment pluvial, precum şi pentru determinarea traseului de mişcare al ploii.

În consecinţă, radarul meteorologic poate fi folosit în sistemele de avertizare a viiturilor urbane, precum şi în operarea curentă a sistemelor de canalizare.

Pentru analize ale funcţionării hidraulice a sistemelor de canalizare se folosesc evenimente pluviale singulare, în care precizia radarului referitoare la intensitatea ploii este scăzută. În aceste situaţii, probabil că încă mult timp, măsurătorile punctuale vor rămâne de bază pentru evaluarea proceselor pluviale în zone urbane.

Măsurarea intensităţii precipitaţiilor lichide cu ajutorul radarului se bazează în principiu pe relaţia dintre aceasta şi intensitatea semnalelor retransmise către radar (retrodifuzare) de o ploaie.

Intensitatea precipitaţiilor I definită prin fluxul de apă ce traversează o suprafaţă unitară într-un interval de timp dat, se poate exprima prin relaţia:

$$I = \frac{\pi}{6} \int_{D_{min}}^{D_{max}} N(D) D^3 [v(D) - w] dD \,, \qquad (3.1)$$

unde:

D este diametrul picăturilor de apă;

$N(D)$ - numărul de particule de diametru D sau funcţia de repartiţie granulometrică a precipitaţiilor;

$v(D)$ - viteza de cădere a picăturilor de apă,al căror diametru este cuprins între D-1/2dD şi D + 1/2dD;

w - componenta verticală a vitezei aerului (la sol $w = 0$).

Repartiţia granulometrică a precipitaţiilor este (Marshall şi Palmer, 1948) o funcţie exponenţială de tipul:

$$N(D) = N_o e^{-\alpha D} \,, \qquad (3.2)$$

în care:

$$\alpha = a I^b \,. \qquad (3.3)$$

În relaţiile (3.2) şi (3.3) *No*, *a* şi *b* sunt coeficienţi caracteristici ai distribuţiei, iar *I* este exprimat în mm/oră.

Din măsurătorile efectuate (Marshall şi Palmer, 1948) s-au determinat:

$N = 0.08, \quad a = 41, \quad b = -0.21$.

O instalaţie radar emite la intervale egale de timp impulsuri puternice de energie electromagnetică de frecvenţă ridicată. Aceste unde sunt trimise sub formă de fascicol de diametru mic către o direcţie oarecare în atmosferă. Orice masă de apă sub formă lichidă (ploaia) interceptează fluxul incident şi îl radiază în diverse direcţii. Acea parte din energia retransmisă către radar numită şi putere retrodifuzată constituie semnalul util al radarului, iar valoarea sa este în strânsă dependenţă de intensitatea precipitaţiei.

Pe de altă parte, orientarea antenei şi durata dintre emisia şi recepţia semnalului retrodifuzat permite localizarea masei de ploaie atât ca direcţie cât şi ca distanţă.

Ecuaţia care leagă puterea medie a semnalului retrodifuzat către radar $\overline{P}_r$ şi proprietăţile difuzate ale precipitaţiei lichide este:

$$\overline{P}_r = \frac{C_1 L^2 \eta}{r^2} , \tag{3.4.}$$

în care:

C_1 este o constantă a instalaţiei radar;

L^2 - pierderea de energie sau atenuarea prin absorbţie şi difuzie pe distanţa de la radar la masa de ploaie şi înapoi. Pentru radare care emit unde electromagnetice cu lungime de undă de 10 cm atenuarea este neglijabilă;

η - reflectivitatea radarului care depinde doar de proprietăţile difuzante ale masei de apă;

r - distanţa de la radar la masa de ploaie.

Reflectivitatea radarului este dată de suma secţiunilor de retrodifuziune ale unei picături sferice şi omogene de diametru *D*, astfel:

$$\eta = \sum_i \sigma_i = \frac{\pi^5}{\lambda^4} K^2 \sum_i D_i^6 , \tag{3.5}$$

în care:

λ este lungimea de undă;

K - factorul dielectric al apei (aproximativ 0.93).

Termenul $\sum D_i^6$ se numeşte factorul de reflectivitate radar şi notat cu Z se poate scrie:

$$Z = \int_{D_{min}}^{D_{max}} N(D) D^6 dD . \tag{3.6}$$

Înlocuind η dat de (3.5) în (3.4) şi neglijând atenuarea, rezultă:

$$\overline{P}_r = \frac{C \sum D_i^6}{r^2} . \tag{3.7}$$

Structura asemănătoare a relaţiilor (3.1) şi (3.6) arată că, în mod logic, trebuie să existe o relaţie între intensitatea I a ploii şi factorul de reflectivitate Z. Această relaţie are forma generală:

$$Z = A I^B , \tag{3.8}$$

în care A şi B sunt parametri.

Pe baza unor măsurători speciale de spectre granulometrice ale ploilor au fost determinate unele relaţii de tipul (3.8), astfel (Sauvageot, 1982):

- pentru ploile convective:

$$Z = 486 I^{1.37} , \tag{3.9}$$

- pentru ploile cu caracter stratiform:

$$Z = 200 I^{1.6} . \tag{3.10}$$

Utilizarea în practică a relaţiei (3.8), considerând parametrii A şi B constanţi în toate cazurile, conduce la estimări ale intensităţii ploii în cadrul unui factor de precizie de 2 faţă de valoarea reală şi aceasta pentru numai 75% din situaţii. Printre cauzele principale ale acestei precizii, cel mai adesea insuficiente, se menţionează:

- neomogenitatea masei de ploaie;
- particule de precipitaţie aflate în stare solidă şi lichidă la altitudini superioare celei corespunzătoare izotermei de 0^0 C;
- anomalii ale distribuţiei granulometrice a particulelor de ploaie şi modificarea acesteia între sol şi zona atmosferică în care se execută măsurătoarea radar;
- mişcările verticale ale aerului;
- atenuări;
- periodicitatea emisiei fascicolului de unde radar necorespunzătoare tipului de ploaie.

O ameliorare a rezultatelor foarte aproximative date de relaţia (3.8), considerând parametrii A şi B constanţi, se poarte realiza considerând mai multe relaţii de acest gen, particularizate la diferite circumstanţe de producere a ploii: precipitaţii de front cald, de front rece, ninsoare, etc.

Cu toate acestea, chiar cu aceste ameliorări, posibilităţile oferite sunt limitate, întrucât variaţiile ce pot exista în sânul unui acelaşi tip de precipitaţie rămân importante şi, în consecinţă, asemenea estimări nu se pot lua în considerare decât în cadrul unei supravegheri hidrologice cu caracter general şi pentru fazele primare de alertare.

O îmbunătăţire substanţială a sistemului de evaluare a intensităţii precipitaţiei se poate însă realiza pritr-o tarare *dinamică* a relaţiei (3.8), utilizând concomitent măsurătorile pluviometrice efectuate la sol. Pentru a realiza acest lucru este necesar ca, pe de-o parte, să se dispună de o reţea de puncte de măsurare pluviometrică, care să acopere suficient de bine zona studiată şi, pe de altă parte, să se efectueze o tarare cu o frecvenţă destul de mare pentru a preîntâmpina schimbările caracteristicilor precipitaţiilor.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

3.2. DEFINIREA NOŢIUNII DE PLOAIE DE CALCUL

Trebuie subliniat de la început că în calculele pentru determinarea scurgerii apei în general şi a debitelor maxime în special se iau în considerare ploile torenţiale.

Producerea debitelor maxime în zonele urbanizate are loc la scurt timp după declanşarea acestor ploi caracterizate printr-o cantitate mare de apă căzută în intervale mici de timp, de ordinul zecilor de minute sau a câteva ore.

În conformitate cu teoria izocronelor, atingerea debitului maxim al unei viituri are loc în cazul unui bazin hidrografic mic (cazul bazinului urbanizat), atunci când întreaga suprafaţă a acestuia participă la formarea vârfului hidrografului. Participarea întregii suprafeţe a bazinului este exprimată cantitativ prin durata sa de concentrare.

În consecinţă, obţinerea debitului maxim *potenţial* al viiturii se face numai în condiţiile în care durata ploii de calcul este cel puţin egală sau mai mare decât durata de concentrare a bazinului.

Pentru o durată de calcul dată, ploaia torenţială căzută pe un bazin urbanizat prezintă două particularităţi:

- o variaţie temporală semnificativă, aceasta însemnând faptul că într-un punct dat cantităţile de apă discretizate pe intervale de timp mici sunt foarte diferite;
- o variaţie spaţială adesea importantă pusă în evidenţă de faptul că, pe durata considerată, cantităţile totale căzute în diferite puncte ale bazinului sunt foarte diferite.

Din analiza variaţiei temporale a ploilor căzute pe arii urbane se poate constata că pentru un punct dat, pe de-o parte intensitatea ploii are o mare variaţie în timp, iar pe de altă parte există decalaje de timp între producerea intensităţii maxime într-un punct faţă de alt punct.

Consecinţa acestei variaţii spaţio-temporale deosebit de mari a ploilor torenţiale căzute pe suprafaţa unui bazin urbanizat ar fi faptul că, pentru transformarea acestora în scurgere, trebuie să se adopte mai multe *scenarii* de ploaie care să conducă la tot atâtea variante de hidrografe de viitură.

Cu toate acestea, o asemenea abordare este destul de rar utilizată în practica inginerească a amenajării urbane, deoarece pe de o parte ea conduce la calcule laborioase, iar pe de altă parte, chiar în condiţiile prelucrării automate pe computer, alegerea uneia sau alteia dintre variantele obţinute implică opţiuni cu caracter adesea subiectiv.

O posibilitate de a ne apropia de realizarea fenomenului variabilităţii spaţio-temporale mari, este împărţirea zonei urbane în sub-zone în care ploaia se consideră în mod aproximativ că are o distribuţie spaţială cvasi-uniformă.

În acest caz este posibil de a aplica un model ploaie-scurgere pe fiecare din sub-zonele considerate şi de a integra apoi rezultatele pentru a ajunge la hidrograful viiturii dat de întreaga zonă urbanizată.

Chiar în situaţia în care adoptăm această ipoteză simplificatoare - distribuţia spaţială cvasi-uniformă - rămân în continuare două probleme pe care trebuie să le avem în vedere la alegerea ploii de calcul şi anume:

- cantitatea de ploaie căzută pe o durată de timp egală cu durata de concentrare a bazinului;
- distribuţia temporală a ploii pe această durată aleasă.

3.3. CURBELE STRAT - DURATĂ - FRECVENŢĂ (SDF)

Stratul de ploaie căzută constituie o variabilă întâmplătoare (aleatoare) şi în consecinţă el este totdeauna definit atât prin cantitatea de ploaie, cât şi de frecvenţa cu care aceasta se produce.

Frecvenţa este exprimată prin perioada medie de revenire T a fenomenului, T fiind numărul de ani pentru care o cantitate de ploaie căzută este egală sau mai mare decât o valoare dată, h.

Frecvenţa se mai exprimă în termen de probabilitate de depăşire p dată cu relaţia:

$$p = p\left(h \geq h_i\right) = \int_{h_i}^{\infty} f(h)dh\,, \tag{3.11}$$

în care $f(h)$ este curba de distribuţie a cantităţilor de ploaie maxime anuale.

În acest caz, legătura dintre frecvenţa (exprimată în ani) şi probabilitate (%) este:

$$T = \frac{100}{p} \quad \text{dacă} \quad p \leq 50\% \tag{3.12}$$

şi:

$$T = \frac{100}{100 - p} \quad \text{dacă} \quad p \geq 50\%\,. \tag{3.13}$$

De exemplu, pentru o cantitate de ploaie maximă anuală având probabilitatea de depăşire de 20 % rezultă că frecvenţa sa este de o dată la $T = 100/20 = 5$ ani.

Valoarea frecvenţei sau a probabilităţii se alege în funcţie de importanţa economico-socială şi a condiţiilor de mediu care trebuie asigurate pentru o zonă urbanizată considerată în calcule.

Pe de altă parte, în cazul ploilor torenţiale valoarea stratului de ploaie căzută este invers proporţională cu durata ploii.

Dependenţa cantităţii de ploaie atât de frecvenţa (probabilitatea) sa, cât şi de durată se exprimă printr-o funcţie bidimensională cunoscută sub numele de *curbe strat - durată - frecvenţă* (SDF). Forma acestor curbe se dă în figura 3.5.

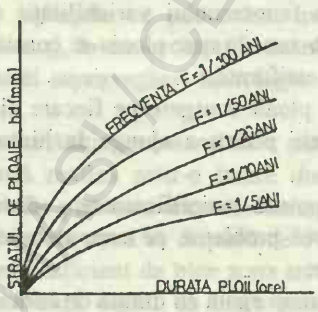


Fig. 3.5. Curbe *strat - durată - frecvenţă*.

În continuare se dau câteva metode de determinare a acestor curbe.

BCU CLUJ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

3.3.1. Curbe SDF punctuale

Determinarea curbelor SDF se face astfel:

• pentru o perioadă de n ani, pentru care există măsurători pluviografice într-un punct, se selectează pentru un interval de timp dat d valoarea maximă anuală.

De exemplu, pentru diverse durate d, se obţin şirurile din tabelul 3.3.

Tabelul 3.1

Anul	Stratul de ploaie h_d (mm)			
	d=15 min	d=30 min	d=1 h	d=3 h
1950	12	20	30	42
1951	7	18	19	20
1952	22	24	26	28
1953	3	7	41	60
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
•	•	•	•	•
1992	11	15	31	40
1993	6	32	75	80
1994	9	12	16	28

• se ordonează valorile fiecărui şir calendaristic astfel obţinut h_{d1} , h_{d2} ,...h_{dn} , în ordine descrescătoare obţinându-se şirul $h'_{d_1}, h'_{d_2}, \cdots, h'_{d_n}$.

• se calculează pentru fiecare valoare h'_{d_i} probabilitatea empirică de depăşire cu relaţia:

$$p\left(h'_{d_i}\right) = \frac{i}{n+1} \quad . \tag{3.14}$$

• se raportează perechile de valori $p\left(h'_{d_i}\right) - h'_{d_i}$ obţinându-se curba de probabilitate de depăşire empirică pentru fiecare durată dată d.

• pentru fiecare curbă empirică corespunzătoare duratei d se ajustează o funcţie teoretică de tip Gumbel:

$$p\left(h_d \geq h_d^*\right) = exp\left[-exp\left(-\frac{h_d^* - a_d}{b_d}\right)\right], \tag{3.15}$$

în care:

h_d^* este o valoare dată a stratului de ploaie căzut pe durata d;

$$a_d = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} h_{d_i} - 0.5772\frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_d ; \tag{3.16}$$

$$b_d = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma_d ; \tag{3.17}$$

σ_d este abaterea medie pătratică a şirului;

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{\sum\left(h_{d_i} - \bar{h}_d\right)^2}{n-1}} \tag{3.18}$$

• pentru o perioadă de revenire medie T se va obţine valoarea ploii:

$$h_{d_{(T)}} = F^{-1}\left(h_d \geq h_d^*\right) \tag{3.19}$$

sau din relaţia (3.19):

$$h_{d_{(T)}} = b_d - a_d \ln\ln\left(\frac{T}{T-1}\right) \tag{3.20}$$

şi:

$$T = (1-F)^{-1} \tag{3.21}$$

Curba teoretică dată de (3.20) trebuie să se potrivească cu curba empirică care rezultă din (3.14).

În continuare se vor utiliza câteva expresii analitice pentru curbele strat - durată - frecvenţă şi se va prezenta modul de determinare a parametrilor acestora.

Admitem că pentru o perioadă de revenire dată T avem următoarea relaţie:

$$h_{d_{(T)}} = K(T)d^{n_T}. \tag{3.22}$$

Parametrii $K(T)$ şi n_T se pot determina prin metoda celor mai mici pătrate, linearizând relaţia (3.22):

$$\ln h_{d_{(T)}} = \ln K(T) + n_T \ln d. \tag{3.23}$$

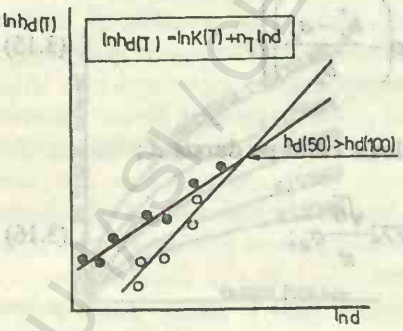


Fig. 3.6. Relaţia $h_d = f(d)$ pentru diferite frecvenţe T.

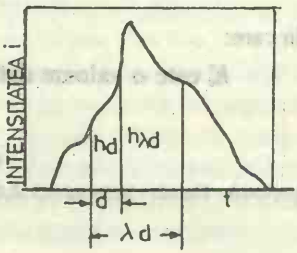


Fig.3.7. Schema invarianţei scării.

BCU CLUJ / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Utilizarea unui asemenea procedeu poate conduce în anumite cazuri la faptul că pentru două frecvenţe date T_1 şi T_2 curbele se pot intersecta (fig.3.6). Rezultă pentru o aceeaşi durată un strat de ploaie $h_{d(T1)}$ mai mare decât $h_{d(T2)}$, în condiţia în care $T_1 < T_2$ ceea ce nu este normal să se întâmple.

Pentru a evita o asemenea situaţie se poate admite o invarianţă a scării dintre o durată şi altă durată a ploii.

Dacă durata d variază între d_o şi d^*, deci:

$$d_o \le d \le d^* \tag{3.24}$$

şi factorul de scară este $\lambda = d/d_o$ sau $\lambda = d^*/d_o$ (fig.3.7), rezultă:

$$h_{d^*} = \left(\frac{d^*}{d_o}\right)^n h_{d_o} . \tag{3.25}$$

$$h_d = \left(\frac{d}{d_o}\right)^n h_{d_o} . \tag{3.26}$$

Dacă $d_o = 1$, $h_{do} \to h_1$ şi atunci:

$$h_d = h_1 d^n , \tag{3.27}$$

Reluând relaţia (3.20) aceasta se poate scrie:

$$h_{d_{(T)}} = m_d + \sigma_d K_T = m_d\left(1 + V_d K_T\right) , \tag{3.28}$$

în care V_d este coeficientul de variaţie al şirului de ploi având durata d, iar m_d este media acestui şir.

Ţinând cont de relaţia (3.27), rezultă:

$$m_d = m_1 d^n \tag{3.29}$$

şi înlocuind în (3.28), avem în final:

$$h_{d_{(T_1)}} = m_1\left(1 + VK_T\right)d^n \tag{3.30}$$

În relaţia (3.28) valoarea lui K_T este conform (3.19) şi (3.17):

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi}\left[0.5772 + ln\,ln\left(T/T-1\right)\right] . \tag{3.31}$$

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Parametrii m_1 , n şi V ai curbelor strat - durată - frecvenţă din relaţia (3.30) se calculează astfel:

Se consideră matricea:

$$\begin{bmatrix} h_{11} & h_{12} & \cdots & h_{1n} \\ h_{21} & h_{22} & \cdots & h_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ h_{m1} & h_{m2} & \cdots & h_{mn} \end{bmatrix}$$

în care n este numărul de ani de observaţii pluviometrice, iar m este numărul de durate alese.

Coeficientul de variaţie V se estimează cu relaţia:

$$V = \sqrt{\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} \frac{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(h_{ij} - \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} h_{ij}\right)^2}{\left(\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} h_{ij}\right)^2}} . \qquad (3.32)$$

Valoarea medie a stratului ploii de durată d_j este:

$$m_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} h_{ij} . \qquad (3.33)$$

Din relaţia (3.27) rezultă că:

$$m_j = m_1 d_j^n , \qquad (3.34)$$

deci:

$$\ln m_j = \ln m_1 + n \ln d_j . \qquad (3.35)$$

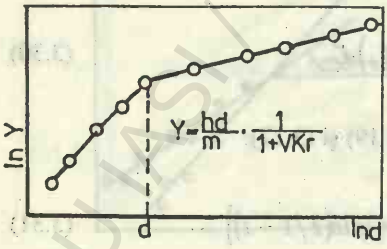


Fig. 3.8. Curbe *strat - durată - frecvenţă* trunchiate.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Parametrii m_1 şi n se determină pe baza valorilor cunoscute (relaţia 3.33) şi d . În relaţia (3.30) n, poate avea valori diferite, în funcţie de durata ploii (fig.3.8) astfel:

$$h_d = m_1(1 + VK_T)\, d^{n_1} \quad (d \leq d^*) \tag{3.36}$$

şi

$$h_d = m_2(1 + VK_T)\, d^{n_2} \quad (d > d^*) \tag{3.37}$$

Se obţin astfel curbele SDF trunchiate.

3.3.2. Curbe SDF spaţiale

Ploile torenţiale au o mare variabilitate spaţio-temporală.

Pentru puncte relativ apropiate, cantităţile maxime anuale de ploaie căzute pe o durată dată (de exemplu în 24 ore) pot fi foarte diferite atât de la un punct la altul, cât şi de la an la an.

Să presupunem că într-un punct *A* cea mai mare valoare a stratului de ploaie pe 24 ore căzută într-un interval de 30 ani este de 85 mm.

Pe de altă parte, în acelaşi interval de timp, ploaia maximă de 24 ore căzută în alt punct B din apropiere este de 120 mm.

În condiţiile în care *A* se găseşte în apropierea lui *B*, sau *A* şi *B* se găsesc în aceeaşi zonă orografică nu este normal ca stratul de ploaie cu frecvenţa de 1/30 ani să fie atât de diferit. Aceste diferenţe sunt cu atât mai mari, cu cât şirul valorilor maxime ale precipitaţiilor este mai scurt.

Dacă durata ploii se reduce la 6 ore sau 3 ore sau 1 oră, atunci asemenea discrepanţă se poate observa şi mai pregnant.

În această situaţie se apelează la o analiză statistică spaţio-temporală (Diaconu, 1990).

Metoda constă în utilizarea simultană în analiză a tuturor şirurilor de date punctuale de ploi pe o durată de 24 ore.

Aceste şiruri au fost grupate pe zone cu condiţii specifice ale ţării, aşa cum se dau în figura 3.9.

Fig. 3.9. Zonarea precipitaţiilor maxime zilnice

BCU IAŞI / CENTRUL DE INFORMARE UNIVERSITARĂ LIBRARY

Pentru fiecare din zonele respective şi în funcţie de suprafaţa afectată de precipitaţii, în tabelul 3.2 se dau valorile ploii de 24 ore (h_{24}), cu diferite probabilităţi p_T, pentru nişte suprafeţe F.

Tabelul 3.2

Zona	Ploi maxime de 24 ore (mm)					
	p_T (%) F (km^2)	1	2	5	10	50
I	5	210	174	128	99	51
	10	200	168	125	97	50
	25	190	161	120	93	48
	100	175	148	112	87	46
	500	150	128	100	79	44
II	5	245	200	152	119	62
	10	235	192	145	115	61
	25	220	181	139	111	59
	100	200	168	132	104	55
	500	170	144	118	94	51
III	5	280	240	183	146	70
	10	270	230	177	140	67
	25	255	220	170	133	65
	100	230	196	155	122	62
	500	190	167	135	110	57
IV	5	325	276	210	165	81
	10	310	263	201	158	79
	25	290	249	191	152	76
	100	265	227	179	142	72
	500	225	200	155	126	65
V	5	265	222	168	123	57
	10	255	215	160	119	56
	25	240	200	152	114	54
	100	215	182	140	106	53
	500	185	157	121	96	52

Tabelul 3.3

Zona	Coeficienţii K_t pentru trecerea de la K_{24} la K_t										
	t (în minute şi / sau ore)										
	5'	10'	15'	30'	60' 1h	120' 2h	180' 3h	360' 6h	720' 12h	48h	72h
A	0.20	0.30	0.36	0.48	0.58	0.67	0.71	0.78	0.88	1.13	1.23
B	0.21	0.29	0.35	0.45	0.53	0.60	0.64	0.73	0.85	1.15	1.25
C	0.15	0.23	0.29	0.38	0.46	0.55	0.59	0.70	0.84	1.15	1.25
D	0.15	0.22	0.28	0.37	0.45	0.52	0.56	0.68	0.82	1.18	1.29
E	0.18	0.27	0.34	0.45	0.55	0.64	0.70	0.79	0.89	1.13	1.23
F	0.20	0.29	0.36	0.47	0.56	0.65	0.70	0.79	0.89	1.13	1.23

Este de subliniat că valoarea h_{24} cu o probabilitate dată poate să se producă în orice punct din zona la care acesta este atribuită.

În continuare, se admite invarianţa scării duratelor, astfel încât se determină corelaţiile dintre cantităţile de ploaie pe diverse durate şi ploaia h_{24} deci:

$$h_{d=30min} = f_1\left(h_{24}\right) = K_{30}h_{24} \tag{3.38}$$

$$h_{d=1h} = f_2\left(h_{24}\right) = K_{60}h_{24} \tag{3.39}$$

Valorile K_{30} , K_{60} etc. se dau în tabelul 3.3, iar zonarea acestora în figura 3.10.

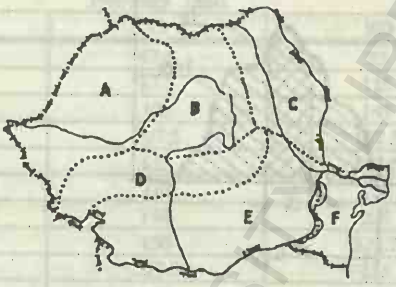


Fig. 3.10. Zonarea coeficienţilor de trecere de la precipitaţia zilnică la 24 ore la precipitaţia pe o durată dată.

3.4. DISTRIBUŢIA TEMPORALĂ A PLOII

3.4.1. Metoda Chicago

Pentru o frecvenţă dată T din curba $h_a = f(d)$ (fig.3.11) se determină histograma intensităţilor i calculate pentru fiecare interval de timp Δt, conform relaţiei:

$$i = \frac{h_{j+1} - h_j}{\Delta t} \tag{3.40}$$

Metoda conduce la o distribuţie temporală a ploii posibilă. Orice altă distribuţie constituie realizări posibile ale evenimentului unei ploi cu o frecvenţă T şi durată dată cu condiţia ca să existe cel puţin un interval de timp $t = m\Delta t$ în care avem relaţia:

$$\sum_{j=1}^{m} i_j \Delta t = h_t(T) \tag{3.41}$$

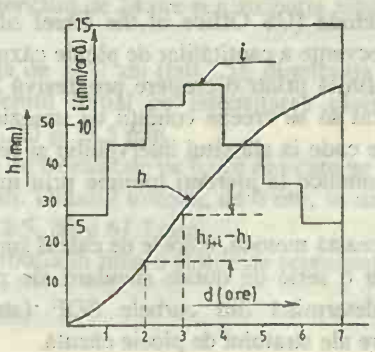


Fig. 3.11 Calculul distribuţiei ploii prin metoda Chicago.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

3.4.2. Metoda FSR (Flood Studies Report)

Metoda se bazează pe analiza ploilor înregistrate la o staţie pluviometrică din zona urbană (fig.3.12).

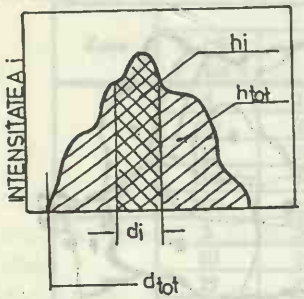


Fig. 3.12. Modul de determinare a stratului cumulat adimensional pentru o durată adimensională dată.

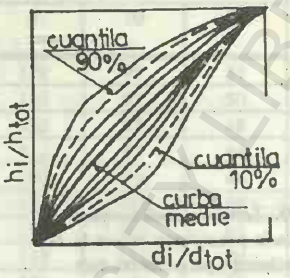


Fig. 3.13. Curbele cumulative adimensionale ale ploii (metoda FSR).

Pentru diferite rapoarte d_i/d_{tot} se calculează rapoartele h_i/h_{tot} în care h_i este integrala intensităţilor din intervalul d . Analog se procedează pentru mai multe hietograme şi se obţin în final curbele cumulative adimensionale ale ploii (fig.3.13).

Prin acest fascicol de curbe se poate trasa o curbă medie căreia i se atribuie durata şi cantitatea de ploaie rezultate din curbele SDF.

Derivata acestei curbe reprezintă histograma sintetică a ploii de calcul sau variaţia sa pe o durată d.

Metoda este recomandată în special în situaţia în care se observă o concentrare a fascicolului de curbe cumulative adimensionale.

Dacă intervalele de încredere (cuantile de 90% şi 10%) sunt foarte depărtate de curba medie, înseamnă că nu există o tendinţă clară de distribuţie temporală a ploii şi curba este mai puţin semnificativă.

3.4.3. Metoda secvenţei critice a ploii

Această metodă (US Office of the Chief of Engineers, 1965) ia în considerare ipoteza unei secvenţe a cantităţilor de ploaie căzută într-un interval de 4 zile. Secvenţa critică este definită printr-o creştere progresivă a intensităţii ploii pe intervalul de 4 zile, astfel încât să se creeze condiţii de umezire a solului înainte de căderea ploii torenţiale, care cade la sfârşitul intervalului şi declanşează viitura. Existenţa unui sol iniţial umed conduce la pierderi minime prin infiltraţie şi deci la scurgerea cea mai abundentă.

Folosind această metodă, etapele de calcul sunt:

- pentru o serie de durate standard ale ploii şi pentru o frecvenţă de calcul adoptată se determină din curbele SDF (strat - durată - frecvenţă) valorile corespunzătoare ale stratului de ploaie căzută.

BUCHAREST UNIVERSITY LIBRARY

Duratele standard se aleg de obicei de 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12, 18, 24, 48, 72 şi 96 ore (4 zile).

Tabelul 3.4

Nr. crt.	Durate D (ore)	Frecvenţa (ani)		
		2	10	100
1	1	50	67.5	95
2	2	65	87.5	125
3	3	72	100	145
4	4	80	107.5	157.5
5	5	82.5	115	167.5
6	6	85	120	115
7	12	100	140	205
8	18	107.5	150	222.2
9	24	112.5	157.5	235
10	48	132.5	190	285
11	72	145	210	317
12	96	157.5	225	342.5
distribuţia ploii orare în 6 ore				
0-1		50	67.5	95
1-2		15	20	30
2-3		7.5	12.5	20
3-4		7.5	7.5	12.5
4-5		2.5	7.5	10.0
5-6		2.5	5.0	7.5
distribuţia ploii de 6 ore pe 24 ore				
0-6		85	120	175
6-12		15	20	30
12-18		7.5	10	17.5
18-24		5.0	7.5	12.5

În tabelul 3.4 se dau valorile straturilor de ploaie pe duratele standard şi pentru frecvenţele de 1/2, 1/10 şi 1/100 ani.

• prin diferenţă, se obţine distribuţia orară a ploii (intensitatea) din intervalul de 6 ore, distribuţia pe 6 ore a ploii din intervalul de 24 ore şi distribuţia zilnică pe durata de 4 zile.

• în continuare, pentru frecvenţa de 1/10 ani (tab.3.5), distribuţia temporală a ploii se adoptă pornind de la momentul iniţial cu intensitatea ploii de 3 zile, obţinându-se valorile secvenţiale de 15, 20 şi 32.5 mm.

A patra zi se împarte în 4 tronsoane de intensitate pe 6 ore din care se aleg primele 3 valori secvenţiale de 7.5, 10 şi 20 mm. Ultimul tronson, de 6 ore, se distribuie apoi orar având intensităţile de 5, 7.5, 7.5, 12.5, 20 şi 67.5 mm.

Conform cu această procedură distribuţia în timp a ploii este reprezentată grafic în figura 3.14.

BCU CONSTRUCTIONS LIBRARY

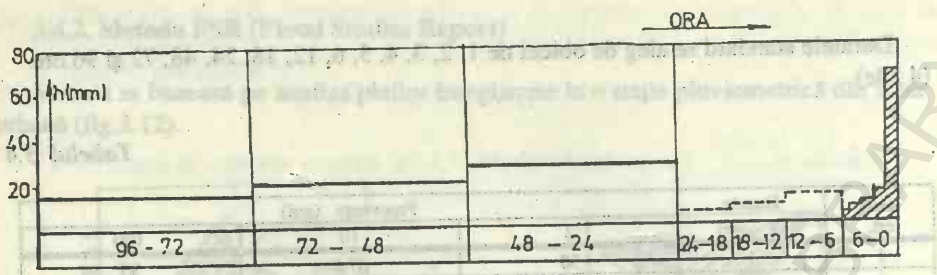


Fig. 3.14. Secvenţa critică a ploii.

Se poate observa că secvenţele de intensitate, pe 3 zile şi apoi pe următoarele 3 intervale de 6 ore, contribuie la umezirea solului şi deci realizarea unei stări a acestuia care face ca ultimul tronson de intensitate orară de 67.5 mm/oră (care declanşează viitura) să conducă la o scurgere de apă maximală.

Tabelul 3.5

Intervalul de timp (ore)	Distribuţia ploii h (mm)			h (mm)
	3 zile	6 ore	1 oră	
1	2	3	4	5
96-72	15			15
72-48	20			35
48-24	32.5			67.5
24-18		7.5		75.
18-12		10.		85
12-6		20.		105
6-5			5	110
5-4			7.5	117.5
4-3			7.5	125.
3-2			12.5	137.5
2-1			20.0	157.5
1-0			67.5	225.

În acest exemplu s-a considerat că durata de concentrare a bazinului urbanizat este de o oră şi deci intensitatea orară a ultimului tronson de ploaie conduce la viitura maximă. Dacă durata de concentrare este diferită de o oră, atunci împărţirea în intervale de timp a ultimului tronson de 6 ore se face astfel încât ultimul interval de timp să corespundă cu această durată de concentrare.

3.5. FACTORUL DE REDUCERE AREALĂ

Aşa cum s-a arătat mai sus, distributia spaţială a unei ploi torenţiale este foarte neuniformă. În consecinţă, dacă curbele au fost determinate statistic, pe baza datelor asupra ploii, înregistrate într-un punct, este normal ca valoarea stratului mediu căzut pe o arie oarecare A să fie mai mic decât valoarea punctuală.

Admitem că există un punct oarecare de pe suprafaţa bazinului în care cantitatea de ploaie are valoarea maximă pentru o durată dată şi de la care această valoare

descreşte progresiv. Această ipoteză permite trasarea unor izohiete de ploaie (curbe de egală cantitate de ploaie).

Se consideră că valoarea maximă a ploii d_o se găseşte în nucleul izohietelor reprezentate prin cercuri concentrice. În acest caz, raportul dintre cantitatea medie d_A pe arie A a unui cerc dat şi d_o este dat de diverşi autori astfel:

Relaţia Woolhiser şi Schwalen (Woolhiser et al., 1959):

$$\frac{d_A}{d_o} = 1 - \frac{1.94}{d_o} A^{0.6} \quad \left(F \le 50 km^2\right). \tag{3.42}$$

Relaţia Frühling (Vladimirescu, 1984):

$$\frac{d_A}{d_o} = 1 - 0.214 A^{0.25}. \tag{3.43}$$

Relaţia (Reménieras, 1960):

$$\frac{d_A}{d_o} = 1 - 0.717 A^{0.25}. \tag{3.44}$$

În tabelul de mai jos se prezintă comparativ rapoartele d_A / d_o pentru diferite valori ale suprafeţei F.

Tabelul 3.6

F (km^2) / Autorul	5	10	20	50	100	
Woolhiser - Schwalen	0.829	0.742	0..610	0.323	-	d_o=30 mm
"	0.898	0.855	0.765	0.594		d_o=50 mm
"	0.931	0.896	0.843	0.728		d_o=75 mm
Frühling	0.680	0.619	0.547	0.430	0.323	
Rémènieras	0.744	0.695	0.638	0.545	0.459	

Este interesant de observat faptul că în relaţia (3.42), pe lângă aria A mai intră ca variabilă d_o, autorul având intenţia să arate că descreşterea mediei d_A în raport cu suprafaţa A este cu atât mai pronunţată cu cât cantitatea maximă din centrul izohietelor circulare este mai mică. În tabelul 3.6 valorile raportului d_A / d_o sunt calculate pentru d_o = 30, 50 şi 75 mm. Pentru valoarea d_o = 20 mm rezultă $d_A/d_o \cong 0$, ceea ce face ca această valoare să limiteze utilizarea formulei 3.42. Pentru o ploaie cu valoarea maximă de 50 mm se pot utiliza (cu abateri de până la 20 %) valorile medii rezultate din cele trei formule (tab.3.7) (Şerban, Stănescu, Roman, 1989).

Tabelul 3.7

F (km^2)	5	10	20	50	100
d_A/d_o	0.775	0.723	0.650	0.523	0.391

O relaţie care dă rezultate satisfăcătoare (Sicardi, 1993) porneşte de la faptul că factorul de reducţie areală modifică parametrii curbelor SDF. Considerând curbele SDF, expresia:

$$h_{d_{(T)}} = \alpha d^n \,, \tag{3.45}$$

valoarea stratului mediu pe o arie dată A este:

$$\overline{h}_{d_{(T)A}} = \alpha' d^{n'} \,, \tag{3.46}$$

în care:

$$\alpha' = \alpha\left(1 + a_1 A^{b_1} + a_2 A^{b_2}\right) \tag{3.47}$$

şi:

$$n' = n + c_1 A^{d_1} \,. \tag{3.48}$$

În acest caz, factorul de reducţie areală devine:

$$\tau = \frac{\overline{h}_{d_{(T)A}}}{h_{d_{(T)}}} = \left(1 + a_1 A^{b_1} + a_2 A^{b_2}\right) d^{c_1 A^{d_1}} \,. \tag{3.49}$$

Parametrii a_1, a_2, b_1, b_2 şi c_1 se determină pe baza datelor pluviometrice înregistrate de la o reţea de pluviografe având o densitate mare pe aria considerată A.

În sfârşit, US National Weather Service propune următoarea expresie pentru determinarea factorului de reductie areală:

$$\tau = 1 - exp\left[-1.1 d^{1/4}\right] + exp\left[-1.1 d^{1/4} - 0.01A\right] \,, \tag{3.50}$$

în care d şi A se exprimă în ore şi respectiv în mile pătrate. Relaţia (3.50) este dată sub formă grafică, în figura 3.15.

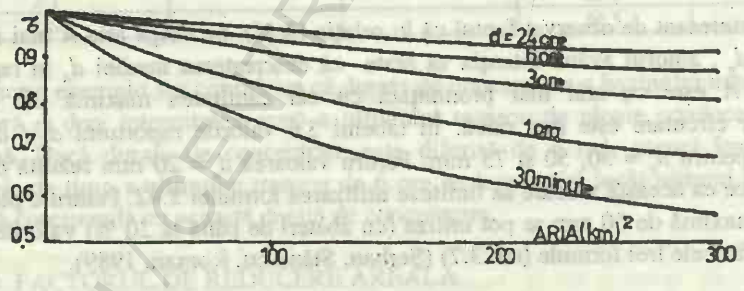


Fig. 3.15. Factorul de reducere areală τ, în funcţie de suprafaţa bazinului.

Este recomandabil ca adoptarea oricăreia din relaţiile care dau valoarea factorului de reducţie areală să se facă ţinând cont de observaţiile pluviografice din zone studiate concret, în caz că acestea există.

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

4. DETERMINAREA HIDROGRAFULUI SCURGERII PLUVIALE

4.1.TIPURI DE MODELE DE PLOAIE - SCURGERE

Hidrograful scurgerii apei pe o zonă urbanizată sau pe porţiuni din aceasta rezultă din două procese principale:

- reducerea ploii de calcul datorită pierderilor prin intercepţia în stratul vegetal, acumularea în zone fără scurgere şi infiltraţia în sol.

Ploaia de calcul redusă cu aceste pierderi se numeşte *ploaie netă*.

- integrarea ploii nete pe suprafaţă urbanizată.

Această integrare implică şiroirea apei pe suprafaţa oraşului (acoperişuri, curţi, străzi, rigole, etc.) scurgerea ei în reţeaua de canalizare şi acumularea apei pe suprafeţele de scurgere.

Considerarea celor două procese se face prin modele matematice ploaie - scurgere (fig.4.1).

Apa provine din precipitaţiile căzute pe o suprafaţa urbană fie/şi pe zone care cuprind reţele de canalizare, fie pe zone fără asemenea reţele.

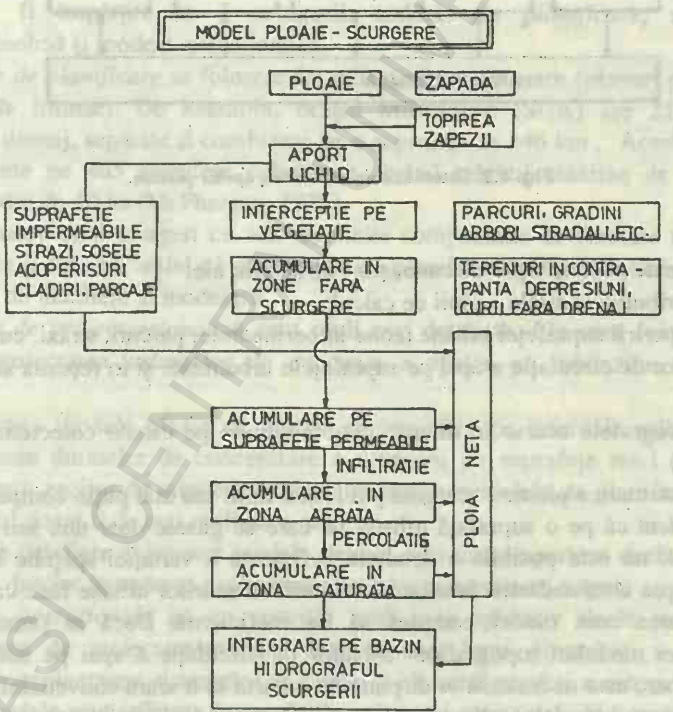


Fig. 4.1. Reprezentarea schematică a unui model urban ploaie-scurgere.

BCU IASI CENTRU VECHI - LIBRARY

Zonele fără reţele de canalizare pot fi parcurile, lacurile de agrement, terenurile de sport, etc., precum şi unele suprafeţe de bazine aflate dincolo de limita oraşului.

Apa este drenată de pe aceste zone fie în subteran, fie/şi prin canale deschise prin intermediul cărora este evacuată în emisar.

O schemă a unui sistem fizic de evacuare a apelor pluvială este dată in figura 4.2.

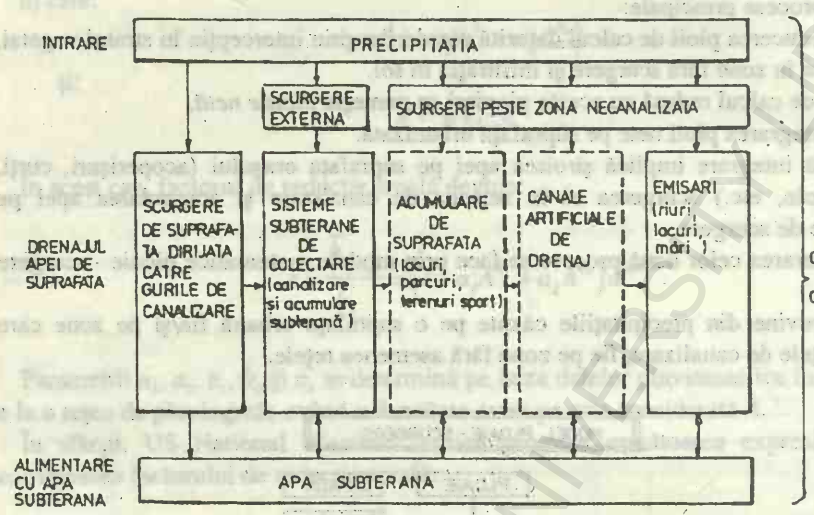

INTRARE
PRECIPITATIA
SCURGERE EXTERNA
SCURGERE PESTE ZONA NECANALIZATA
DRENAJUL APEI DE SUPRAFATA
SCURGERE DE SUPRAFATA DIRIJATA CATRE GURILE DE CANALIZARE
SISTEME SUBTERANE DE COLECTARE (canalizare şi acumulare subterană)
ACUMULARE DE SUPRAFATA (lacuri, parcuri, terenuri sport)
CANALE ARTIFICIALE DE DRENAJ
EMISARI (riuri, lacuri, mări)
CANTITATE SI CALITATE
ALIMENTARE CU APA SUBTERANA
APA SUBTERANA

Fig. 4.2. Sistem fizic de evacuare a apelor pluviale.

În funcţie de posibilităţile de cunoaştere în detaliu ale:

- distribuţiei spaţiale a ploii de calcul;
- acoperirii suprafeţei urbane (zone impermeabile, parcuri, străzi, curţi, etc.);
- căilor de circulaţie a apei pe suprafeţele urbanizate şi în reţeaua subterană de canalizare;
- hidrografele scurse în diferite puncte situate pe canale colectoare mari din zona urbană,

Modelele matematice ploaie - scurgere pot fi mai mult sau mai puţin complexe.

Este evident că pe o suprafaţă urbană pe care se găsesc doar una sau două staţii pluviografice, nu este posibilă o detaliere suficientă a variaţiei spaţiale a ploii. De asemenea, lipsa unui cadastru detaliat al ocupării terenurilor urbane face ca adoptarea sau dezvoltarea unui model complex să fie ineficientă. Dacă se pune problema realizării unei modelări topografice a căilor de circulaţie a apei pe subbazine ale bazinului urban, este necesar să se dispună de o hartă la o scară convenabilă, cu curbe de nivel care să permită realizarea unui model detaliat digital al terenului. În caz contrar, delimitarea unor subbazine pe care se formează şi se concentrează scurgerea în reţeaua de canalizare este imposibilă şi o modelare matematică detaliată a procesului ploaie - scurgere devine inutilă.

De asemenea, cunoaşterea hidrografelor scurgerii urbane în diverse puncte ale bazinului este necesară pentru tararea unui model matematic mai complex, care ar reproduce, în mod succesiv din amonte către aval, formarea şi integrarea scurgerii în diferite secţiuni ale colectoarelor principale.

Funcţie de aceste posibilitaţi se alege sau se realizează modelul matematic cel mai adecvat.

În raport cu gradul lor de complexitate, modelele matematice pot fi:

- *modele matematice cu parametri concentraţi*, în care intrarea (ploaia căzută), precum şi caracteristicile hidraulice şi hidrologice care influenţează formarea şi integrarea scurgerii sunt considerate medii pe bazin;
- *modele matematice cu parametri distribuiţi*, în care procesul ploaie - scurgere este descris pe suprafeţe elementare sau cvasi-elementare.

Modelele cu parametri concentraţi pot fi de tip *conceptuale*, în care funcţia de acumulare a apei este modelată printr-unul sau mai multe rezervoare lineare (Stănescu, 1983) sau de tip *cutie neagră* (black box) în care se adoptă doar funcţia de transfer de la ploaie la scurgere, fără a se modela fazele procesului în bazin (Stănescu, 1985).

În funcţie de destinaţia lor, modelele matematice folosite pentru simularea procesului ploaie - scurgere sau ale proceselor ploaie - scurgere - calitate în zone urbane pot fi împărţite în 3 categorii: modele de *planificare*, modele de *proiectare/analiză* şi modele *operaţionale*.

Modelele de planificare se folosesc în aplicaţii la scară mare (planuri pentru zone metropolitane întinse). De exemplu, oraşul Milwaukee (SUA) are 2200 km de conducte de drenaj, separate şi combinate pe o suprafaţa de 246 km. Aceste conducte sunt distribuite pe 465 suprafeţe colectoare, având mărimi maxime de 7.4 km şi mărimea medie de 10 ha (McPherson, 1975).

Determinarea unei scurgeri cu atât de multe componente de formare necesită un model simplu şi flexibil astfel că activitaţile de planificare sunt mult mai importante decât gradul de detaliere al modelarii.

Modelele de proiectare/analiză sunt mult mai detaliate. Ele sunt folosite pentru analiza şi proiectarea sistemelor de evacuare a apelor pe subbazine considerate individual.

În asemenea modele ploaia de calcul se consideră pe intervale mici de timp, corespunzătoare duratelor de concentrare a scurgerii pe suprafeţe mici (de ordinul minutelor sau a zecilor de minute), în timp ce pentru modelele de planificare, durata ploii de calcul poate fi de mai mult de o oră.

Gradul de detaliere al acestor modele devine deci mai important decât nivelul de prelucrare al datelor în vederea proiectarii uvrajelor de evacuare a apei.

Modelele operaţionale au un specific mult mai aplicativ decât modelele de planificare sau de proiectare/analiză, datorită unei largi diversităţi a practicilor inginereşti de exploatare a sistemelor de drenaj şi ale configuraţiei acestora.

Aceste modele sunt utilizate în condiţiile existenţei unor reţele hidrometeorologice automate, care să permită o informare rapidă, în timp cvasi-real, asupra ploilor căzute şi a reacţiei subbazinelor pe care se formează scurgerea. Modelele de tip operaţional reprezintă cel mai adesea algoritme care rezultă din simularea cu ajutorul modelelor

de tip proiectare/analiză sau de planificare a scurgerii formată în diverse scenarii de cădere a ploii pe bazinul urban

Scenariile trebuie să se refere atât la cantitatea de ploaie, cât şi la distribuţia acesteia în timp şi în spaţiu. Folosirea unui model de tip proiectare/analiză se consideră pentru aplicaţii de operare de tip tactic, în timp ce utilizarea simulării cu un model de planificare este oportună pentru adaptarea deciziilor strategice.

Aşadar, modelele matematice ploaie-scurgere pot fi clasificate, atât din punct de vedere al concepţiei de modelare, legată adesea de disponibilitatea de date necesare calibrării, cât şi din punct de vedere al destinaţiei lor.

Din cele mai sus arătate se poate totuşi realiza o oarecare corelare dintre aceste tipuri de modele. Astfel, modelele cu parametri concentraţi de tip conceptual sau de tip *black box* pot fi utilizaţi ca modele de planificare, în timp ce modelele cu parametrii distribuiţi se pot asimila cu modelele de proiectare/analiză.

Modelele de operare pot rezulta din simularea făcută, atât cu modele parametri concentraţi cât şi cu cele cu parametri distribuiţi.

4.2. MODELE CU PARAMETRI CONCENTRAŢI

4.2.1. Determinarea ploii nete

Ploaia netă rezultă din ploaia brută medie pe bazinul urban, din care se scad pierderile (exprimate sub formă de strat) prin intercepţie pe plante, acumularea în zone fără scurgere şi infiltraţie, (dintre cele de mai sus, intercepţia este importantă doar în cazul arborilor).

Ecuaţia dată de Horton, care dă valoarea intercepţiei INT este o funcţie liniară de ploaie P de tipul:

$$INT = a + bP^n , \qquad (4.1)$$

în care parametrii a, b şi n se dau funcţie de diverse soiuri de arbori (tab. 4.1).

Tabelul 4.1

Acoperişul vegetal	a(inch)	b	n
Livezi de pomi fructiferi	0.04	0.18	1.0
Frasin	0.02	0.18	1.0
Fag	0.04	0.18	1.0
Stejar	0.05	0.18	1.0
Arţar	0.04	0.18	1.0
Salcie	0.02	0.40	1.0
Pin şi răşinoase (pădure)	0.05	0.20	0.5
Legume	0.02 h	0.15 h*	1.0
Iarbă de păşune	0.005 h	0.08 h	1.0
Cereale	0.005 h	0.05 h	1.0
h* este înălţimea vegetaţiei în picioare			

Se poate observa din tabelul 4.1 că, exceptând pădurile de pin şi răşinoase, ecuaţia este liniară (n=1) şi deci intercepţia este proporţională cu cantitatea de ploaie căzută.

În cazul culturilor legumicole, cerealiere şi al păşunilor, intercepţia mai depinde de asemenea de înălţimea culturii h, dar pentru zone urbane doar culturile legumicole pot eventual conta şi acestea în mică măsură. În general, intercepţia din zonele urbane joacă un rol semnificativ doar pentru suprafeţele acoperite de parcuri şi curţi. Se poate constata din tabel că, în cazul parcurilor, acestea nu depăşesc 5 - 6 mm pentru o ploaie de 25 mm.

Un alt element puţin important din perioada ploilor este evapotranspiraţia, care are valori mici, ce se pot neglija pentru perioade scurte de timp.

Elementul care conteaza cel mai mult în determinarea ploii nete este infiltraţia apei în sol.

Calculul intensităţii infiltraţiei se face folosind, fie ecuaţia diferenţială a difuziei dată de Richards (Şerban et. al. ,1989), fie relaţii empirice; dintre acestea se pot utiliza:

- ecuaţia lui Horton (Şerban et.al.,1989):

$$i = i_c + \left(i_0 - i_c\right) e^{-Kt} \tag{4.2}$$

- ecuaţia lui Philip (Philip 1957):

$$i = \frac{1}{2} S t^{-1/2} + A \tag{4.3}$$

În ecuaţia Horton (de mai sus) apar mărimile :

i_o este intensitatea infiltraţiei la momentul iniţial $t = 0$; această valoare depinde de gradul de saturaţie al solului;

i_c - intensitatea infiltraţiei pentru $t = \infty$; după 1-2 ore de la inceperea ploii această valoare devine practic constantă;

K - un coeficient care depinde de tipul de sol.

În ecuaţia Philip, S este coeficientul de sucţiune care depinde de umiditatea apei din sol, iar A este coeficientul de conductivitate hidraulică pentru sol saturat.

Ambele ecuaţii citate, de mai sus, au parametrii ce depind de tipul şi umiditatea solului şi, din acest motiv, în calculul ploii nete, în modelele ploaie-scurgere, pentru zone urbane, ele sunt mai puţin folosite.

Cel mai frecvent procedeu utilizat pentru calculul ploii nete se bazează pe conceptul *coeficientului de scurgere* definit ca raportul dintre stratul de apă scurs h (ploaia netă) şi stratul de ploaie h căzută:

$$\alpha = \frac{h}{h_p} \le 1 . \tag{4.4}$$

În calculele practice, coeficientul de scurgere se consideră ca o valoare medie constantă pe toată perioada căderii ploii.

Valorile acestui coeficient se exprimă în funcţie fie de tipul de acoperire fie de utilizarea socio-economică a teritoriului urban.

În funcţie de tipul de acoperire a solului în tabelul 4.2 se dau, în mod orientativ, valorile coeficientului de scurgere (Siccardi,1993).

Tabelul 4.2

Tipul de acoperire a solului	Coefientul de scurgere
Pavaj dens, asfalt sau beton	0.70 - 0.95
Pavaj sau căramidă	0.70 - 0.95
Acoperişuri de clădiri	0.75 - 0.95
Peluze de iarbă pe teren nisipos cu pante mici sub 2%	0.05 - 0.10
Peluze de iarbă pe teren nisipos cu pante mari peste 7%	0.15 - 0.20
Peluze de iarbă pe teren cu textură medie şi grea cu pante mici sub 2%	0.13 - 0.17
Peluze de iarbă pe teren cu textură medie şi grea cu pante mari peste 7%	0.25 - 0.35

În funcţie de utilizarea teritoriului urban coeficientul de scurgere se poate alege din tabelul 4.3.

Tabelul 4.3

Utilizarea teritoriului urban	Coeficientul de scurgere
Zone comerciale:	0.70
- în centrul oraşului	0.70 - 0.95
- în celelalte zone oraşeneşti	0.50 - 0.70
Zone rezidenţiale:	
- clădiri cu curţi	0.30 - 0.35
- apartamente în blocuri	0.50 - 0.70
- zone suburbane	0.25 - 0.40
Zone mediu industrializate	0.50 - 0.80
Zone puternic industrializate	0.60 - 0.90
Parcuri	0.10 - 0.25
Terenuri sportive, zone agrement	0.20 - 0.35
Teren nefolosit	0.10 - 0.30

Coeficientul de scurgere este mediat pe toată suprafaţa F a bazinului urban deoarece modelul este cu parametri concentraţi. Medierea se face prin ponderarea coeficienţilor de scurgere α_i aferenţi unui tip i de acoperire a solului (tab. 4.1) sau funcţie de tipul i de utilizare a teritoriului urban (tab.4.2) cu mărimea suprafeţelor respective f.

Deci, coeficientul de scurgere medie este :

$$\overline{\alpha} = \frac{1}{F} \Sigma \alpha_i f_i \ . \qquad (4.5)$$

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

4.2.2. Determinarea hidrografului scurgerii

Hidrograful scurgerii rezultă din integrarea ploii nete, utilizând modelul hidrografului unitar.

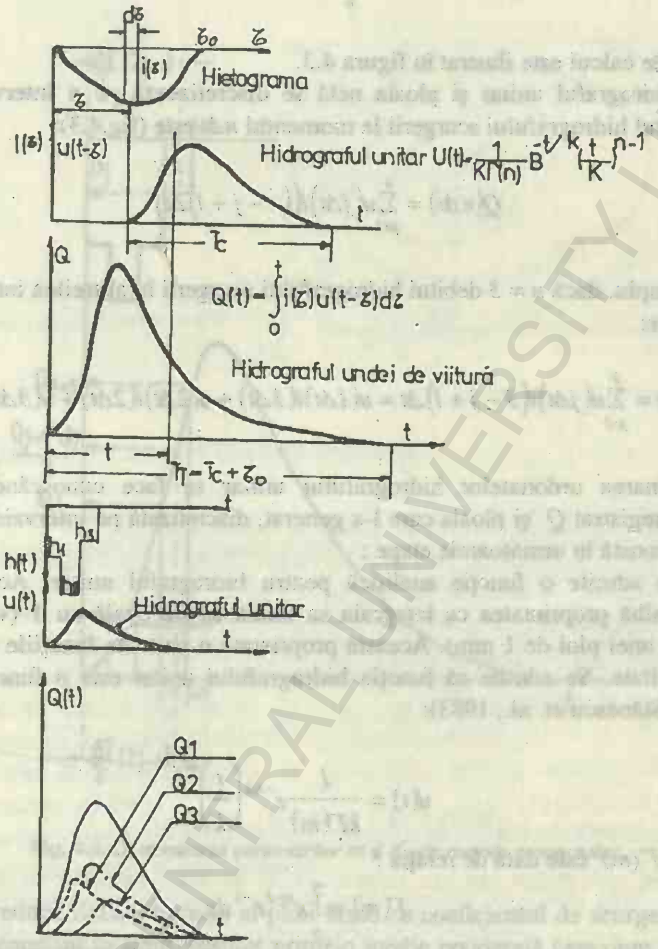


Fig. 4.3. Metoda hidrografului unitar.

Hidrograful unitar este produs de o ploaie netă de 1 mm uniform distribuită pe bazin care cade într-un interval de timp dat. Aceasta înseamnă că hidrograful unitar al ploii nete de 1 mm care cade pe o perioadă de 1 oră este diferit de cel care cade într-un interval de timp de 3 ore.

De obicei, se alege acel interval de timp pentru care se face discretizarea variației în timpul ploii.

BCU / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Cunoscând funcţia hidrografului unitar $u(\tau)$ şi funcţia intensităţii ploii în timp $i(\tau)$ debitul scurgerii la un moment dat t rezultă din relaţia (Stănescu et. al.,1983):

$$Q(t) = \int_0^t i(\tau)u(t-\tau)d\tau \,. \tag{4.6}$$

Modul de calcul este ilustrat în figura 4.3.

Dacă hidrograful unitar şi ploaia netă se discretizează pe n intervale de timp, atunci debitul hidrografului scurgerii la momentul $n\Delta t$ este (fig.4.3):

$$Q(n\Delta t) = \sum_{j=1}^{n} u(j\Delta t)i\big((n-j+1)\Delta t\big) \tag{4.7}$$

De exemplu, dacă $n = 3$ debitul hidrografului scurgerii în al treilea interval de timp (fig.4.3) este:

$$Q(3\Delta t) = \sum_{j=1}^{3} u(j\Delta t)i(3-j+1)\Delta t = u(1\Delta t)i(3\Delta t) + u(2\Delta t)i(2\Delta t) + u(3\Delta t)i(1\Delta t) \tag{4.8}$$

Determinarea ordonatelor hidrografului unitar se face cunoscând hidrograful scurgerii înregistrat Q şi ploaia care l-a generat, discretizată pe intervale de timp Δt. Procedura constă în următoarele etape :

- Se admite o funcţie analitică pentru hidrograful unitar. Această funcţie trebuie să aibă proprietatea ca integrala sa totală să fie egală cu 1 (volumul scurs corespunde unei ploi de 1 mm). Această proprietate o au toate funcţiile de distribuţie de probabilitate. Se admite că funcţia hidrografului unitar este o funcţie Γ cu doi parametri (Stănescu et. al., 1983):

$$u(t) = \frac{1}{k\Gamma(m)} e^{-t/k}\left(\frac{t}{k}\right)^{m-1} \,, \tag{4.9}$$

în care $\Gamma(m)$ este dată de relaţia :

$$\Gamma(m) = \int_0^{\infty} x^{m-1}e^{-x}dx \,. \tag{4.10}$$

Aceasta funcţie se dă în tabele pentru $2 < m \leq 1$.

Pentru alte valori diferite de intervalul de mai sus, calculul se face cu relaţia:

$$\Gamma(m+1) = m\,\Gamma(m) \,. \tag{4.11}$$

De exemplu, pentru $m = 4.75$, rezultă:

$$\Gamma(4.75) = 3.75\ \Gamma 2.75\ \Gamma 1.75\ F(1.75).$$

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Funcţia $u(t)$ este deci definită prin parametrii k si m, pe care trebuie să-i determinăm.

• Se consideră un hidrograf al scurgerii înregistrat în trecut, în punctul de închidere a bazinului urban, precum şi ploaia care l-a generat, discretizată pe intervalul Δt (fig.4.4).

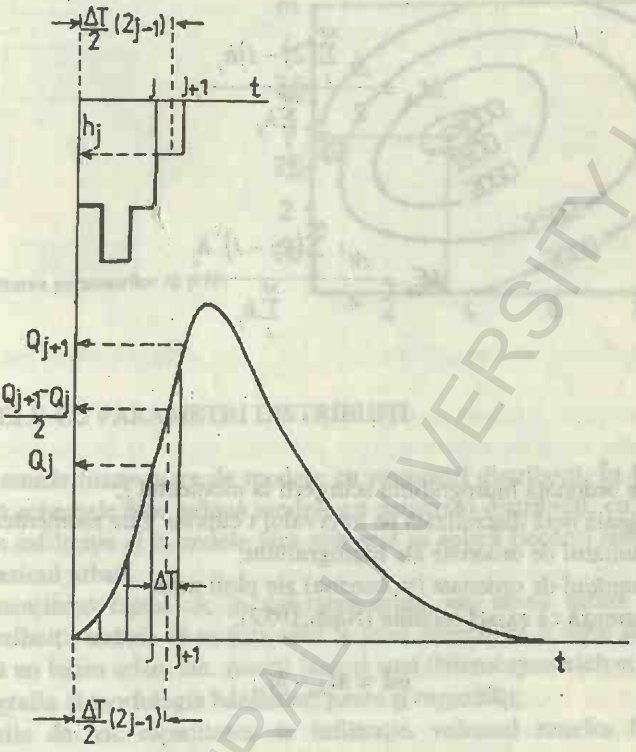


Fig. 4.4. Determinarea parametrilor m şi K prin metoda momentelor.

• Se reduce fiecare tronson al ploii brute cu coeficientul de scurgere pe care îl considerăm constant în timp, obţinut printr-o medie ponderată (aşa cum s-a arătat în paragraful precedent).

• Se calculează momentele de ordinele 1 si 2 ale hidrografului debitelor (M_{1Q} şi M_{2Q}) şi ale hietogramei ploii nete (M_{1h} şi M_{2h}), conform relaţiilor:

$$M_{1Q} = \frac{\Delta t}{2} \frac{\sum_{1}^{NQ} (2j-1) \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}}{\sum_{1}^{NQ} \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}}; \qquad (4.12)$$

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

$$M_{2Q} = \frac{\Delta t^2}{4} \frac{\sum_{1}^{NQ} (2j-1)^2 \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}}{\sum_{1}^{NQ} \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2}}; \quad (4.13)$$

$$M_{1h} = \frac{\Delta t}{2} \frac{\sum_{1}^{NP} (2j-1) h_j}{\sum_{1}^{NP} h_j}; \quad (4.14)$$

$$M_{2h} = \frac{\Delta t^2}{4} \frac{\sum_{1}^{NP} (2j-1)^2 h_j}{\sum_{1}^{NP} h_j}, \quad (4.15)$$

în care:

Q_j este ordonată hidrografului scurgerii la momentul j;

h_j - ploaia netă discretizată pe intervalul t cuprins între momentele j şi j+1;

NQ - numărul de ordonate ale hidrografului;

NQ - numărul de ordonate (tronsoane) ale ploii nete.

Se demonstrează că există relatiile (Nash,1957):

$$mk = M_{1Q} - M_{1h}; \quad (4.16)$$

$$m(m+1)k^2 + 2mkM_{1h} = M_{2Q} - M_{2h}. \quad (4.17)$$

Rezolvarea sistemului dat de relaţiile 4.16 şi 4.17 conduce la determinarea parametrilor m şi k.

Dacă se vor folosi mai multe seturi de hidrografe şi ploi nete atunci este posibil ca pentru fiecare set să se obţină perechi de parametri k şi m care pot fi diferiţi de la un set la altul. Această diferenţiere (deşi nu este foarte mare) se datorează mai multor cauze astfel:

- metoda momentelor introduce erori în determinarea parametrilor datorită în special valorii lui M_{2Q} (Stănescu et.al.,1983);
- hidrograful unitar este doar în mod aproximativ un vector constant, propriu fiecărui bazin, deoarece el nu depinde de intensitatea ploii care nu este luată în considerare.
- distribuţia ploii nete pe bazin nu este uniformă, aşa cum se admite în elaborarea conceptului hidrografului unitar.

BCU "I. GENERAL UNIVERSITY LIBRARY

Din acest motiv, se folosesc N seturi de hidrografe şi de ploi iar parametrii k şi m rezultă din minimizarea funcţiei (fig.4.5):

$$F = \sum_{1}^{N} \sum_{1}^{NQ} \left(Q_j^{(m)} - Q_j^{(c)} \right)^2 = min \, . \qquad (4.18)$$

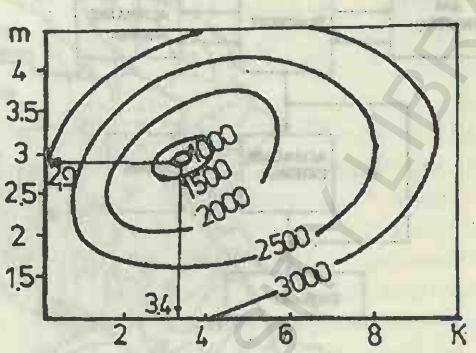


Fig. 4.5. Optimizarea parametrilor m şi K.

4.3. MODELE CU PARAMETRI DISTRIBUIŢI

Există un număr foarte mare de modele cu parametri distribuiţi. În figurile 4.6 şi 4.7 se prezintă schemele bloc a două modele cu parametri distribuiţi, cu observaţia că pierderile prin infiltraţie şi în zonele fără scurgere se aplică fiecărui subbazin în care este divizat bazinul urban.

Este de menţionat faptul că, în aplicarea unuia sau altuia dintre modelele cu parametri distribuiţi, trebuie să se ţină cont în mod concret de o serie de factori care caracterizează un bazin urban dat. Aceşti factori sunt (Niemczynowich et. al.,1983):

- topografia şi morfologia bazinului, pante şi rugozităţi;
- tipurile de sol, capacitatea de infiltraţie, volumul zonelor fără scurgere, textura şi structura solului;
- caracterul utilizării zonei urbane, tipurile de clădiri şi locuinţe, localizarea suprafeţelor impermeabile şi tipul acestora;
- caracterul sistemului de evacuare a apelor din ploi, tipul şi mărimea conductelor şi canalelor, existenţa construcţiilor în albia râului;
- distribuţia spaţială a ploii.

Toţi aceşti factori se analizează separat pentru fiecare bazin, înaintea începerii modelării, fie pe baza hărţilor sau a planurilor de proiectare, fie din investigaţii directe pe teren.

Este de observat faptul că descrierea structurii sistemului hidraulic de evacuare a apei trebuie să fie verificată pe teren, mai ales când aceste lucrări hidraulice au fost realizate cu mult timp în urmă.

În cele ce urmează se vor prezenta principiile de aplicare ale modelului SWMM (Storm Water Management Model), care este larg utilizat în modelarea scurgerii urbane (fig. 4.6).

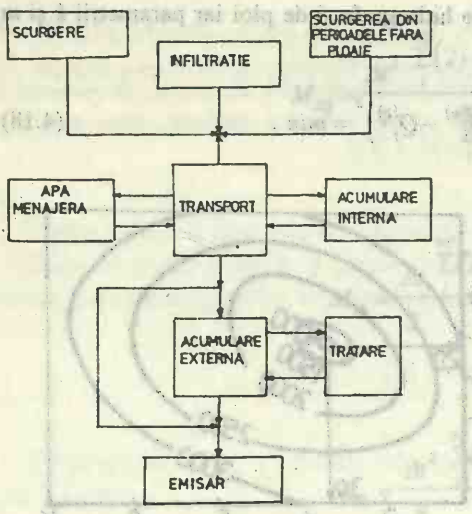


Fig. 4.6. Schema bloc a modelului SWMM.

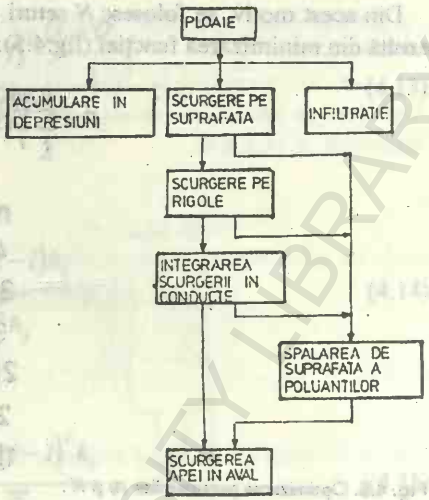


Fig. 4.7. Schema bloc modelului.

Modelul are patru structuri de bază, după cum urmează:

• Blocul care generează scurgerea de suprafaţă, ce ia în considerare condiţiile iniţiale de umiditate a solului , tipul de acoperire a terenului şi topografia.

Ploaia netă se calculează din ploaia brută, din care se scad pierderile prin infiltraţie, reţinerea apei în depresiunile fără scurgere şi evapotranspiraţia.

Integrarea ploii nete scurse atât pe suprafaţă urbană, cât şi în reţeaua de conducte a subbazinelor se face printr-o analogie cu o serie de rezervoare nelineare.

Aceasta reprezintă o cuplare a ecuaţiei de continuitate aplicată pe fiecare subbazin cu o ecuaţie de mişcare de tip Manning.

• Blocul de transport combină scurgerile din fiecare subbazin în sistemul de canalizare.Scurgerea din perioada fără ploaie şi infiltraţia în sistemul de canalizare pot fi cuplate opţional cu acest bloc.

• Blocul de acumulare/tratare caracterizează efectele instalaţiiilor de control al scurgerii şi calitaţii apei.

• Blocul apelor evacuate în emisar integrează hidrograful scurgerii şi variaţia în timp a gradului de poluare.

Pentru modelarea ploaie-scurgere se folosesc doar primele două blocuri.

Realizarea modelului se face după cum urmează:

- discretizarea bazinului urban constă în împărţirea acestuia în subbazine cât mai omogene posibil;

- fiecare subbazin este caracterizat printr-un set de *elemente* : conducte şi structuri hidraulice. Apoi proprietăţile hidraulice ale fiecărui element sunt caracterizate prin parametri ca: mărimi geometrice, pantă, rugozitate, etc. Un exemplu de împărţire a unui bazin în *elemente* (subbazinele, precum şi sistemul de evacuare a apelor de ploaie) se dă în figura 4.8.

Fig. 4.8. Împărţirea unui model în *elemente*.

Parametrii elementului se pot determina prin utilizarea hărţilor, a proiectelor sau direct pe teren. Cu toate acestea, cunoştinţele asupra acestor parametri nu sunt întotdeauna foarte precise şi, în consecinţă, valorile lor trebuie ajustate.

Operaţia de ajustare se bazează pe procedeul numit *calibrare* a modelului, care constă în determinarea parametrilor prin încercări succesive şi/sau prin metode de programare dinamică, astfel încât hidrografele simulate de model pe baza unor ploi cunoscute să fie cât mai apropriate de hidrografele scurgerii măsurate care au fost generate de aceste ploi (Drobot, 1990).

În figura 4.9 se prezintă impărţirea bazinului din figura 4.8 în subbazine, precum şi sistemul de canalizare sub formă de schemă de concentrare a scurgerii.

Modelul matematic ploaie-scurgere se va aplica succesiv, din nod în nod, pe fiecare din râurile colectoare A şi B, până în punctul de confluenţă al acestora şi apoi pe ramura C.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

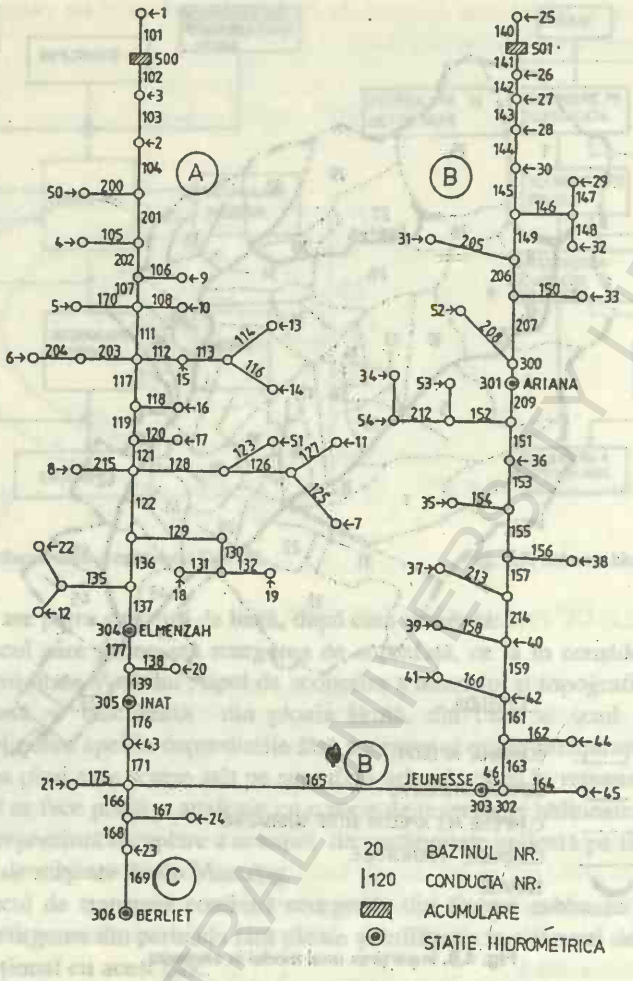


Fig. 4.9. Schema de concentrare a scurgerii.

În continuare, se vor prezenta principalii *parametri* ai modelului.

Parametrul lăţimii subbazinului. Toate subazinele au o forma neregulată şi vor trebui să fie reprezentate în mod ideal prin dreptunghiuri a căror lăţime echivalentă a versantului - numită factorul *W* - va trebui să constituie unul din parametrii fiecărui subbazin.

Hidrograful scurgerii depinde foarte mult de factorul *W* şi deci operaţiile de calibrare vor trebui să ia în considerare acest parametru de o mare importanţă pentru reuşita modelării. Parametrul *W* se determină de pe hărţi, pentru fiecare subbazin, pe baza unei prime evaluări a lungimii versantului.

Factorul *W* este în primă aproximaţie raportul dintre suprafaţa subbazinului şi această lungime. Apoi, valoarea sa se va stabili definitiv după operaţia de calibrare.

Parametrul ariei. Aria subbazinului se determină din hărţile topografice pe baza trasării cumpenei apelor dintre ramurile conductelor de canalizare. Se face observaţia că, pentru fiecare subbazin, valoarea suprafeţei bazinului se poate reduce în cazurile în care există zone pe care nu se produce scurgere (de exemplu: garduri vii, ramblee de drumuri sau şosele fără scurgere, etc).

Parametrul impermeabilităţii. Parametrul impermeabilităţii, exprimat prin procentul din suprafaţa subbazinului, se determină pe baza hărţilor sau a imaginilor obţinute prin teledetecţie. În lipsa unei informaţii complete, se determină procentul de suprafaţă impermeabilă doar pe zone reprezentative din punct de vedere al folosirii terenului şi apoi, pentru restul suprafeţei bazinului urban, se determină prin analogie. În consecinţă, pentru acest parametru se stabilesc valorile finale după operaţia de calibrare. Este de remarcat faptul că, pentru fiecare subbazin, suprafaţa impermeabilă, care este direct conectată la sistemul de canalizare, este cea mai importantă şi, în consecinţă, determinarea exactă a procentajului întregii suprafeţe impermeabile nu este absolut necesară. De exemplu, este posibil ca suprafeţele afectate acoperişurilor unor clădiri să nu fie direct legate la conductele de evacuare, apa colectată pe acestea putând fi condusă prin curţi şi, deci doar o parte ajunge în sistemul de canalizare.

Parametrul pantei. Panta subbazinelor se determină pe baza hărţilor topografice şi reprezintă o valoare medie ponderată pe suprafaţa fiecărui subbazin.

Coeficientul de rugozitate Manning se determină din tabele, în conformitate cu caracterul şi structura suprafeţelor (permeabile şi impermeabile). Valorile finale ale coeficientului de rugozitate se determină după ce s-a efectuat operaţia de calibrare a modelului.

Parametrul stagnării. Parametrul stagnării apei în depresiuni reprezintă volumul de apă care umple mici zone în care apa nu se scurge. În consecinţă, scurgerea nu poate apare decât după ce aceste depresiuni sunt umplute. Acest parametru depinde de starea de umiditate a zonelor permeabile şi, în consecinţă, pentru ploi date, se recomandă să se ajusteze valoarea acestui parametru după următoarea regulă, (Niemczynowicz,1983):

- dacă înaintea evenimentului simulat a plouat mai puţin de o oră, valoarea parametrului se ia egală cu zero;
- dacă perioada fără ploaie a fost mai mare de 4 ore, acumularea în depresiuni se readuce la valoarea sa maximă.

Parametrul infiltraţiei. Infiltraţia f la un moment dat t se calculează pe baza relaţiei Horton:

$$f_t = f_0 + (f_0 - f_\infty) e^{-\alpha t}, \qquad (4.19)$$

în care:

f_0 este valoarea maximă a infiltraţiei la momentul t=0 (mm/s);

f_∞ - valoarea stabilizată a infiltraţiei (mm/s);

α - un parametru (1/s).

Valorile infiltraţiei depind de:

- timpul şi structura solului;
- timpul acoperirii cu vegetaţie;
- umiditatea iniţială a solului.

Valorile f_0 , f_∞ şi α se determină pe bază experimentală prin folosirea infiltrometrelor dar se face observaţia că aceste valori nu sunt constante.

Dacă determinarea experimentală s-a făcut în condiţii iniţiale de sol uscat, atunci, pentru situaţiile, în care înaintea unei ploi care generează o scurgere, solul este umezit anterior de alte ploi, este necesar să se facă o reducere a valorilor f_0 şi f_∞, cu un coeficient care variază între 0.3 - 1.

Evident că această reducere se va face după un procedeu de încercări succesive. Coeficientul α se poate menţine constant. În final, va rezulta o corelaţie între valoarea acestui coeficient de reducţie şi umiditatea anterioară a solului, exprimată printr-un indice.

Se poate adopta ca indice al umidităţii solului parametrul:

$$API = \sum_{i=1}^{5} 0.9^i h_i , \qquad (4.20)$$

în care h_i este valoarea zilnică a ploii căzută anterior (i=1...5) declanşării unei viituri.(Stănescu et al.1983).

Parametrii sistemului de canalizare. Elementele geometrice şi caracteristicile hidraulice ale conductelor de drenaj constituie totalitatea parametrilor sistemului de canalizare.

Adesea, elementele geometrice se idealizează pentru o anumită formă aleasă.

De exemplu, dacă forma este un trapez, este necesar să se determine ca parametri ai sistemului de canalizare următoarele caracteristici:

- lăţimea laturii mari;
- adâncimea.

Dacă se alege o conductă de tip circular, atunci singurul parametru este diametrul.

Caracteristicile hidraulice sunt:

- panta;
- coeficientul de rugozitate;
- lungimea conductei.

Detalii privind algoritmul şi modul de utilizare al modelului SWMM se pot obţine din manualul de utilizare, versiunea III (Huber et al., 1981).

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

5. DRENAJUL APELOR ÎNTR-UN BAZIN URBAN AMENAJAT

5.1. SURSE DE PRODUCERE A SCURGERII APEI PE O ZONĂ URBANĂ

În capitolul anterior s-au descris metodele de calcul ale scurgerii apei provenite din căderea ploilor pe o suprafaţă urbanizată, în vederea dimensionării sistemelor de canalizare şi/sau pentru o operare corectă a acestora.

O aşezare urbană poate fi însă afectată nu numai de apele colectate de pe suprafaţa propriu-zisă a acesteia ci şi de apele care provin din zonele sale înconjurătoare.

Astfel, este posibil ca scurgerea pluvială produsă pe un bazin situat în amonte să pătrundă în zona urbană şi să o inunde total sau parţial.

De asemenea, inundarea mai poate proveni fie datorită nivelurilor mari ale unui râu care curge prin oraş sau la periferia acestuia, fie prin penetrarea apei prin conductele de canalizare care sunt înecate, dacă pe cursul de apă în care acestea debuşează se produc viituri majore.

Un caz particular îl constituie înecarea conductelor de canalizare ale oraşelor situate pe malul mării şi pătrunderea apei în zonele urbane.

Creşterea nivelului mării poate fi periodică, sub formă de maree sau întâmplătoare, datorată vânturilor puternice care bat dinspre larg. Determinarea creşterilor de nivel ale mării datorate furtunilor se face pe baza unor relaţii care iau în considerare viteza şi direcţia vântului (fig.5.1) (Stănescu, 1984).

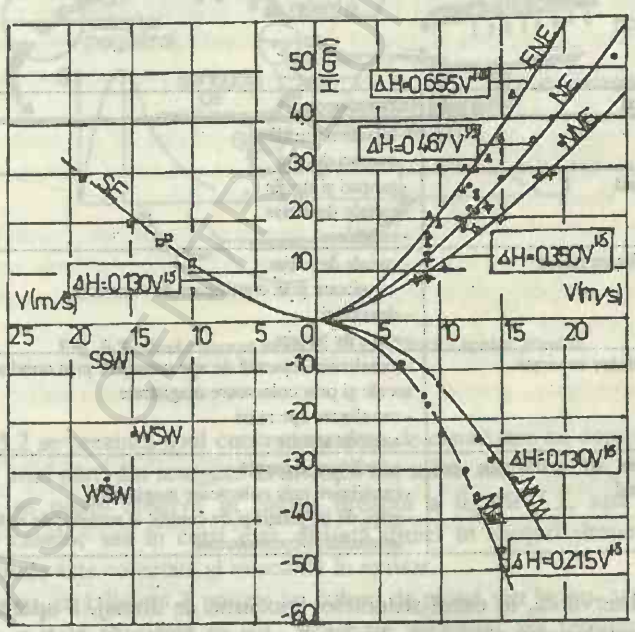


Fig. 5.1. Supraînălţarea nivelului apei mării datorită vânturilor.

Sistemele de drenaj dintr-o zonă urbană trebuie deci să asigure evacuarea apei produsă în trei situaţii posibile:

- scurgerea pluvială de pe suprafaţa propriu-zisă a oraşului;
- transferul de apă de pe suprafeţele limitrofe din amonte;
- pătrunderea apei dintr-un curs de apă din aval (sau prin remuu dinspre mare).

Aceste trei situaţii se pot produce simultan, relativ sincron sau total asincron, după cum aria urbană şi aria bazinului din amonte este afectată sau nu de ploi produse în cadrul unui sistem noros advectiv generat pe o suprafaţă largă, care se află la originea unei viituri a cursului de apă care curge prin oraş sau la limita acestuia.

Cu cât suprafaţa bazinului cursului de apă este mai mare (şi deci durata debitelor din apropierea vârfului viiturilor este mare), cu atât creşte probabilitatea producerii simultane sau cvasi-simultane a unei viituri urbane.

În aceste cazuri, sistemul de drenaj urban trebuie să facă faţă la ambele surse de pericol de inundaţie şi o analiză statistică a coincidenţei viiturilor urbane şi din bazinele înconjurătoare oraşului cu cele produse pe cursul de apă, devine necesară.

O metodă de calcul a riscului unei asemenea coincidenţe (sau cvasi-coincidenţe) bazată pe utilizarea analizei statistice multidimensionale este prezentată în literatura de specialitate (Stănescu, 1972).

5.2. COMPONENTELE SISTEMULUI DE DRENAJ

O posibilă evoluţie istorică a sistemelor de drenaj şi a componentelor sale este dată în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Sisteme de drenaj	Componente
Bazine naturale	- canale naturale - cursuri de apă
Canalizare parţială	- şanţuri şi rigole - canale deschise - conducte
Sisteme de canalizare mixte	- canale deschise - canalizare prin combinare de conducte - deversări - staţii de tratare
Sisteme de canalizare separate	- canalizare separată de ape menajere prin conducte colectoare locale şi prin colectoare magistrale - canalizare ape mari - staţii de tratare
Sisteme avansate de canalizare cu control în timp real	- canalizare separată - canalizare prin colectoare magistrale - staţii de infiltraţii şi de control al surselor de apă - acumulări nepermanente

Se poate observa că, în cazul sistemelor moderne de drenaj, a apărut un concept nou şi anume combinarea măsurilor clasice de evacuare a scurgerii directe produsă de ploi cu controlul unei părţi din scurgere care este dirijată prin drenuri în sol sau în acumulări nepermanente.

Odată stabilite valorile scurgerilor de apă de pe un areal orăşenesc din sursele sus menţionate, precum şi gradul de simultaneitate al acestora este posibil să se realizeze un proiect de drenaj al unui bazin urban sau să se evalueze capacitatea unui sistem existent în vederea îmbunătăţirii funcţionalităţii sale, fie prin noi soluţii constructive, fie prin perfecţionări ale sistemului de operare.

Este de observat faptul că realizarea unor noi sisteme de drenaj se face mai întotdeauna în cadrul sistemului existent, ţinându-se cont de evoluţia în timp a instalaţiilor hidraulice ale acestuia.

Dirijarea apei de ploaie prin drenuri asigură un control al viiturilor în sensul micşorării debitelor maxime ale acestora, deoarece numai o parte din scurgere este condusă direct prin canalizare în emisar, iar cealaltă parte, produsă în special pe acoperişurilor caselor şi în curţi, se acumulează în subteran şi de aici se restituie cu întârziere şi deci cu valori de debite de apă mici (Geiger, 1990).

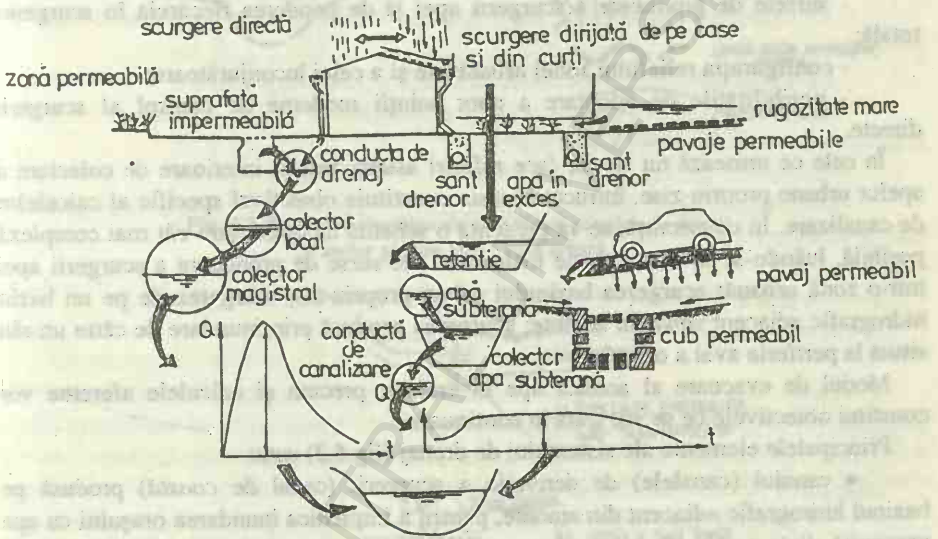


Fig. 5.2. Noul concept modern de canalizare a apelor pluviale.

În figura 5.2 se prezintă noul concept modern de canalizare cu control în timp real prin dirijarea unei părţi din scurgere în retenţia din subteran.

Aşa cum se poate observa în partea dreaptă a figurii 5.2, apa care cade pe acoperişurile caselor sau în curţi este dirijată direct în şanţuri drenoare şi apoi în subteran, de unde este colectată şi evacuată în emisar.

De asemenea, străzile pot fi pavate cu cuburi de piatră sau beton cu găuri prin care apa pătrunde şi este absorbită în sol. Acest tip de pavaj are totodată o rugozitate hidraulică mare şi datorită vitezelor mici de scurgere a apei permite o infiltraţie mărită.

O altă posibilitate de control a scurgerii în timpul ploii este realizarea de zone permeabile cu contrapantă (în parcuri) în care apa se acumulează şi apoi se infiltrează în subteran.

În cazul în care apele pluviale urbane nu pot fi evacuate direct în emisar, atunci ele se stochează o perioadă scurtă de timp în acumulări nepermanente (incinte îndiguite), de unde se evacuează ulterior, gravitaţional sau prin pompare.

Această situaţie poate avea loc atunci când viitura urbană se produce într-o perioadă când nivelurile râului adiacent oraşului sunt mari şi există chiar pericolul ca apa din râu să inunde oraşul, prin pătrunderea ei în reţeaua de canalizare.

5.3. EVACUAREA APEI DINTR-UN BAZIN URBAN

Tipurile instalaţiilor de evacuare a apei dintr-un bazin urban depind de:

- sursele de producere a scurgerii apei şi de ponderea fiecăreia în scurgerea totală;
- configuraţia reliefului zonei urbanizate şi a celei înconjurătoare;
- posibilităţile de adoptare a unor soluţii moderne de control al scurgerii directe.

În cele ce urmează nu se vor face referiri asupra reţelei interioare de colectare a apelor urbane propriu-zise, întrucât aceasta constituie obiectivul specific al calculelor de canalizare. În consecinţă, se va prezenta o schemă de amenajare cât mai complexă posibilă, luându-se în consideraţie toate cele trei surse de producere a scurgerii apei într-o zonă urbană: scurgerea bazinului urban propriu-zis; scurgerea de pe un bazin hidrografic adiacent situat în amonte; scurgerea produsă prin inundare de către un râu situat la periferia aval a oraşului.

Modul de evacuare al acestor ape în emisar, precum şi calculele aferente vor constitui obiectivele ce se vor trata în continuare.

Principalele elemente ale sistemului de drenaj (fig.5.3) sunt:

- canalul (canalele) de derivaţie a scurgerii (canal de *coastă*) produsă pe bazinul hidrografic adiacent din amonte, pentru a împiedica inundarea oraşului cu apa provenită dintr-o viitură care se formează pe acesta; un asemenea canal debuşează gravitaţional în emisar.
- reţeaua de canalizare propriu-zisă a oraşului, care drenează apele uzate (menajere şi industriale), precum şi cele produse de ploi de către râul de la marginea oraşului (în schema aleasă);
- linia de protecţie a oraşului faţă de viiturile posibile ale râului. Aceasta poate fi un dig de pământ sau un parapet de beton, în cazul în care locuinţele se întind pînă la marginea râului (de exemplu, oraşul Târgu Mureş este apărat de viiturile râului Mureş de către un dig de pământ, situat la o distanţă apreciabilă de ultimele locuinţe ale oraşului, în timp ce oraşul Sighişoara este protejat de apele mari ale râului Târnava Mare de un parapet de beton armat).
- elementele de evacuare gravitaţională a apei în emisar, care pot fi deversoare sau conducte.

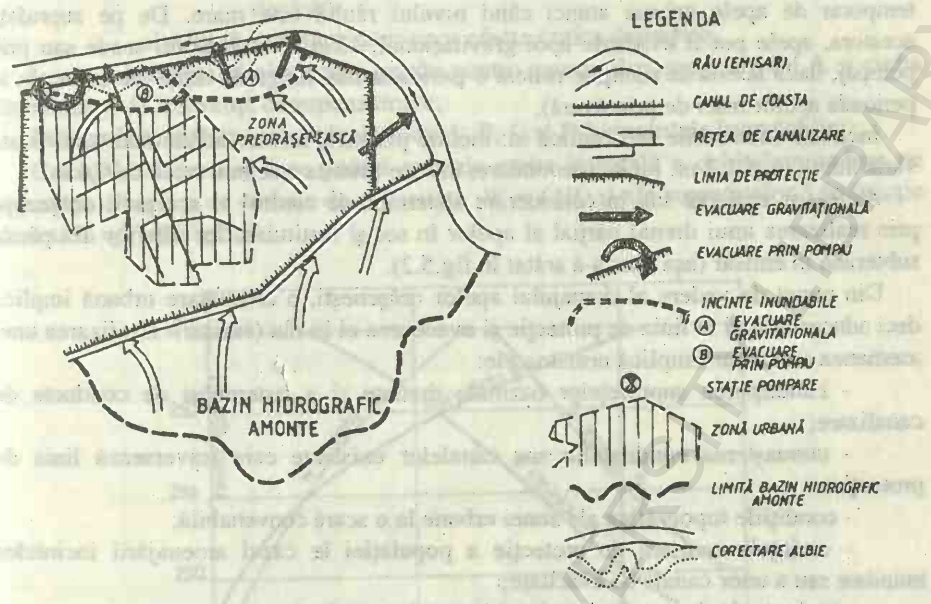


Fig. 5.3. Pricipalele elemente ale unui sistem complex de drenaj al apelor pluviale într-o zonă urbană.

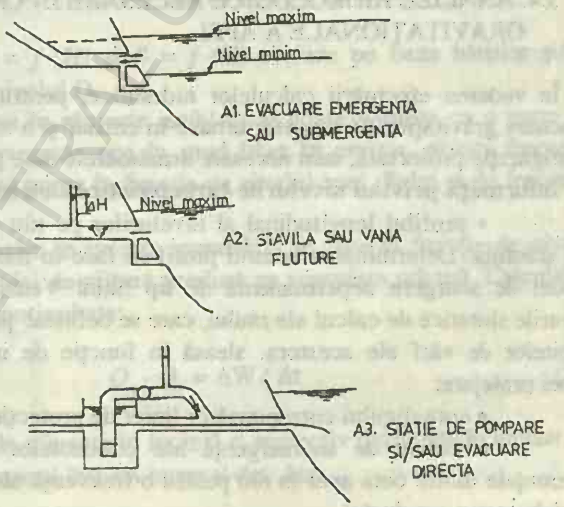


Fig. 5.4. Sisteme de evacuare a apelor pluviale urbane în emisar în perioadele de viitură.

Acestea din urmă pot fi prevăzute la linia de protecţie cu stavile sau staţii de pompare, în cazul în care, în timpul viiturilor apele râului pot pătrunde în reţeaua de canalizare şi inunda oraşul. Configuraţia acestor elemente de evacuare gravitaţională este reprezentată în figura 5.4.

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

• acumulări nepermanente (incinte inundabile), care sunt de fapt inundate temporar de apele urbane atunci când nivelul râului este mare. De pe suprafaţa acestora, apele pot fi evacuate apoi gravitaţional, când nivelul râului scade sau prin pompaj, dacă acesta se menţine ridicat o perioadă mai lungă de timp (de exemplu în perioada apelor mari de primăvară).

Incintele inundabile se clasifică în: incinte primare, în care adâncimea apei poate varia între 0,6 şi 1,2 m; incinte secundare, în care aceasta este mai mică de 0,6 m.

Astfel, se mai pot lua în considerare sistemele de control al scurgerii orăşeneşti prin realizarea unui drenaj parţial al apelor în sol şi restituirea lor ulterior din pânza subterană în emisar (aşa cum s-a arătat în fig.5.2).

Din punct de vedere al drenajului apelor orăşeneşti, o amenajare urbană implică deci aducerea apei la linia de protecţie şi evacuarea ei în râu (emisar). Realizarea unei asemenea amenajări implică următoarele:

- cunoaşterea suprafeţelor bazinale drenate şi a sistemului de conducte de canalizare;
- cunoaşterea conductelor sau canalelor existente care traversează linia de protecţie;
- condiţiile topografice ale zonei urbane la o scară convenabilă;
- cerinţele sanitare de protecţie a populaţiei în cazul amenajării incintelor inundate sau a unor canale de evacuare;
- variante de drenaj din interiorul incintelor, evaluate economic;
- planul general de amenajare integrală şi complexă a bazinului hidrografic în care se găseşte zona (bazinul) urban.

5.4. ANALIZE HIDROLOGICE NECESARE ÎN CAZUL EVACUĂRII GRAVITAŢIONALE A APEI

În vederea efectuării calculelor hidraulice, pentru dimensionarea sistemelor de evacuare gravitaţională a apelor urbane în emisar şi a modului lor de exploatare într-o configuraţie proiectată, sunt necesare următoarele date şi analize hidrologice:

Informaţii privind nivelurile caracteristice care se referă la:

• profilul longitudinal al nivelurilor pe râu corespunzător debitelor scurse ale acestuia. Determinarea acestui profil se face în mod obişnuit prin utilizarea unui model de scurgere nepermanentă de tip Saint Venant. Modelul ia în considerare viiturile sintetice de calcul ale râului, care se definesc prin probabilitatea de depăşire a debitelor de vârf ale acestora, aleasă în funcţie de importanţa social-economică a zonei protejate;

• cota digului corespunzător liniei de protecţie;

• cotele de submergenţă ale conductelor de evacuare care reprezintă diferenţele dintre cota apei în râu pentru o frecvenţă aleasă a debitului maxim şi cota de debuşare a conductei;

• cotele caracteristice ale incintelor inundate definite prin:

- nivelul A, pentru care nu se produc pagube materiale sau efecte adverse;
- nivelul B, pentru care pagubele sau efectele adverse sunt minore până la moderate;

- nivelul C, în care acestea pot fi majore (acest nivel nu trebuie de obicei depăşit);
- nivelul D, corespunzător unor efecte critice deosebite.

• hidrograful nivelurilor pe râu pentru care se depăşeşte nivelul A şi curba de durată şi de frecvenţă corespunzătoare;

Determinarea frecvenţei nivelurilor A, B, C şi D în incintele inundabile.

Calculul acestora se face ţinând cont de curba integrală a debitelor produse pe suprafaţa urbană şi de curbele de capacitate $W = f(H)$ şi ale suprafeţelor S în funcţie de cotă $S = f(H)$ (fig.5.5).

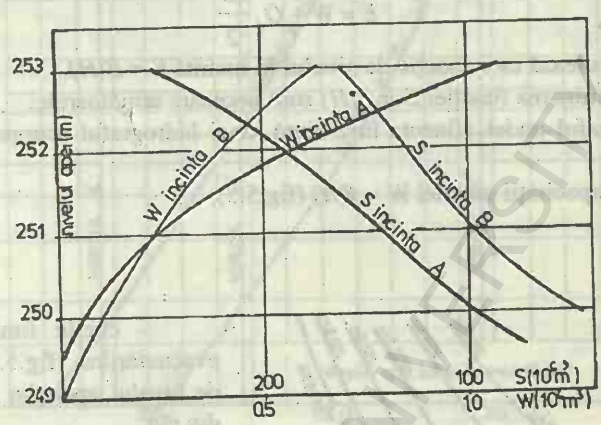


Fig. 5.5. Curbele $S = f(H)$ şi $W = f(H)$ ale incintelor inundabile.

Determinarea curbelor $W = f(H)$ şi $S = f(H)$ se face pe baza hărţilor şi/sau profilelor topografice până la nivelul D.

În cazul în care nivelul apei în râu este astfel încât poate permite ca o parte din conductele de evacuare să deverseze apa în mod liber în emisar, atunci frecvenţa nivelurilor A, B, C şi D se va exprima în funcţie de nivelul apei râului şi de frecvenţa viiturii.

Determinarea nivelului maxim în incinta inundabilă se face în funcţie de nivelul apei din râu şi de frecvenţa undei de viitură produsă pe suprafaţa urbană. Calculul se face pornind de la ecuaţia de continuitate:

$$Q_a - Q_d = \Delta W / \Delta t \ , \qquad (5.1)$$

în care Q_a şi Q_d sunt debitele afluente în incintă şi respectiv defluente în emisar, iar W este variaţia de volum în incintă într-un interval dat Δt.

Ecuaţia (5.1) scrisă în diferenţe finite este:

$$\frac{Q_a^{(i+1)} + Q_a^{(i)}}{2} - \frac{Q_d^{(i+1)} + Q_d^{(i)}}{2} = \frac{W^{(i+1)} - W^{(i)}}{\Delta t} \ , \qquad (5.2)$$

de unde rezultă:

$$W^{(i+1)} + Q_d^{(i+1)} \frac{\Delta t}{2} = W_i + \left(Q_a^{(i)} + Q_a^{(i+1)}\right) \frac{\Delta t}{2} - Q_d^{(i)} \frac{\Delta t}{2} . \qquad (5.3)$$

Partea stângă a ecuaţiei (5.3) se poate calcula pe baza elementelor cunoscute la începutul fiecărui interval.

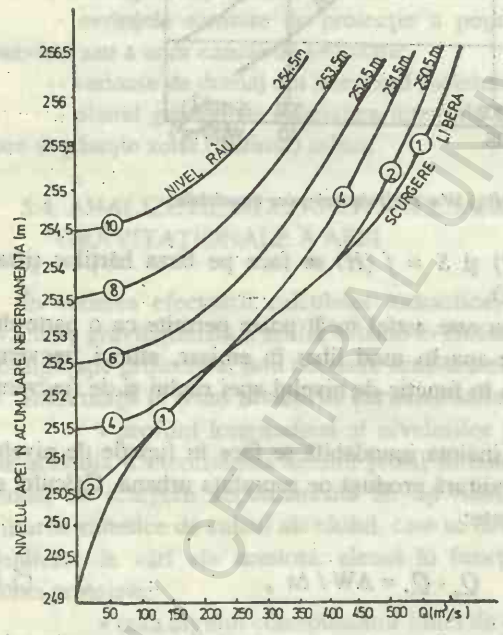
Partea dreaptă a ecuaţiei se notează cu:

$$E = W + Q_d \frac{\Delta t}{2} \qquad (5.4)$$

şi se calculează ca o funcţie de nivelul în incintă $E = E(H)$.

Pentru determinarea funcţiei $E = E(H)$ sunt necesare următoarele:

- hidrograful undei afluente în incintă, deci hidrograful scurgerii de pe zona urbană $Q(t)$;
- curba capacităţii incintei $W = f(H)$ (fig.5.5);



- cheile limnimetrice ale evacuatorilor (fig.5.6) în funcţie de nivelul apei din incintă şi cel din râu.

Calculul debitului defluent se efectuează în paşi, determinându-se la momentul i valoarea membrului drept egală cu $E(H)$, conform relaţiei (5.3).

Apoi, din curba $E = E(H)$ se determină nivelul $H^{(i+1)}$ şi deci valorile $Q_d^{(i+1)}$ şi W^{i+1} din cheile limnimetrice şi respectiv curba capacităţii incintei.

Acestea vor deveni valori iniţiale pentru pasul de timp următor.

Fig. 5.6. Cheile limnimetrice ale evacuatorilor gravitaţionali.

Dacă se vor alege mai multe hidrografe având frecvenţe diferite şi diverse valori ale nivelului apei în râu, se pot construi curbele care dau valoarea nivelului maxim din incintă H_{max} în funcţie de frecvenţa (probabilitatea de depăşire a viiturii şi de nivelul din râu H_r; fig.5.7).

BCU IAŞI CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

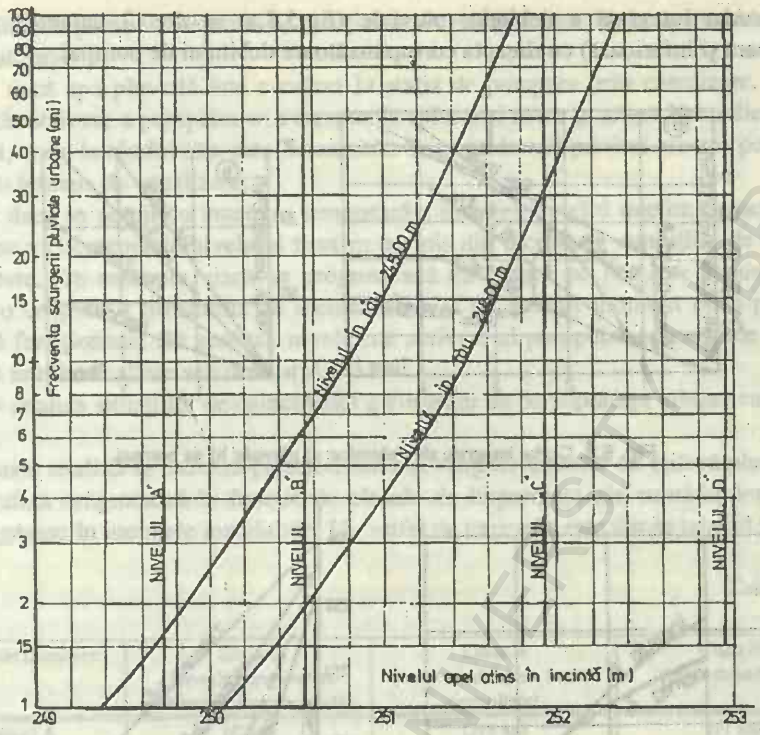


Fig. 5.7. Nivelul maxim în incintă H_{max} în funcţie de nivelul pe râu şi de frecvenţa acestuia.

5.5. ANALIZE HIDROLOGICE NECESARE ÎN CAZUL EVACUĂRII APEI PRIN POMPAJ

În cazul în care nivelul apei în râu este ridicat, evacuarea gravitaţională a apei de pe întreg teritoriul urban nu mai este posibilă şi deci are loc o inundare mai rapidă a incintelor. Golirea unei incinte se face de obicei imediat după căderea ploii şi producerea inundării sale peste nivelul A (cu ajutorul sistemelor de pompaj). În vederea dimensionării acestor sisteme şi a modului lor de exploatare, care să asigure o anumită eficienţă în evacuarea apei din incinte, sunt necesare următoarele date şi analize hidrologice:

- analiza coincidenţelor viiturilor râului cu cele produse pe suprafaţa urbană, admiţându-se un risc probabilistic dat. Determinarea acestuia se face printr-o analiză statistică bidimensională (Stănescu, 1972);
- caracteristicile hidraulice ale pompelor;
- planul de exploatare a pompelor;
- durata de evacuare a apei din incinte prin pompare. Calculul duratei de evacuare se face cunoscând curba integrală a debitelor pluviale W care pătrund în incintă pentru o frecvenţă dată f a undei de viitură (fig.5.8,a) şi curba volumelor pompate W_p, în funcţie de timp şi de debitul de pompaj Q_p (fig.5.8,b).

La curba integrală a debitelor pluviale (fig.5.8,a) se duc 2 tangente paralele (superioară şi inferioară) cu dreapta corespunzătoare debitului de pompaj.

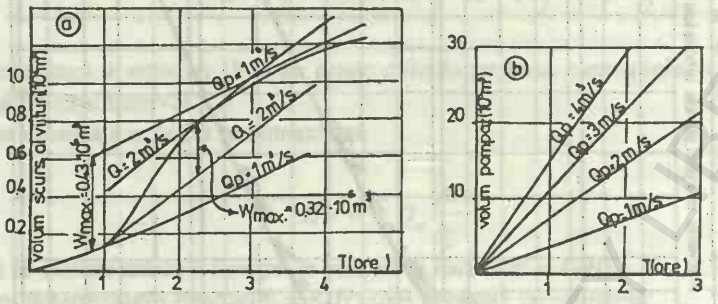


Fig. 5.8. Curbe integrale ale debitelor: a) pluviale; b) de pompaj.

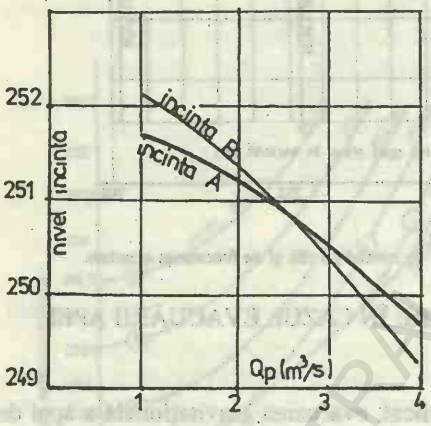


Fig. 5.9. Volume maxime şi niveluri corespunzătoare în incintă în funcţie de debitele de pompare.

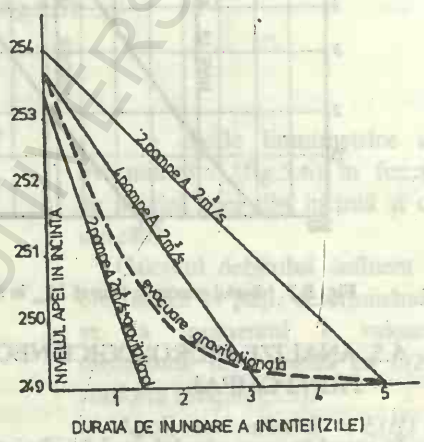


Fig. 5.10. Durata de evacuare a incintei în funcţie de debitul pompelor.

Diferenţa W_{max} reprezintă volumul maxim, care, raportat la debitul de pompaj dă durata de evacuare a apei din incintă. Dacă valoarea acestei durate se alege ca valoare maximă admisibilă de existenţă a apei din incintă, atunci rezultă debitul pompelor.

Dacă pentru o frecvenţă dată a viiturii pluviale urbane admitem mai multe valori ale debitelor de pompare, rezultă volumele maxime din incintă, precum şi nivelurile corespunzătoare ale acestora (fig.5.9).

Considerând o serie de debite de pompare şi duratele de evacuare corespunzătoare, se determină, printr-o procedură dată de relaţia 5.3 (§ 5.4) nivelurile maxime atinse în incintă şi deci se întocmeşte graficul din figura 5.10.

Dacă evacuarea apei la linia de protecţie se face combinat, prin pompare şi gravitaţional, atunci efectele se cumulează.

Debitul de pompare depinde de înălţimea de refulare care se ia în considerare în două ipoteze:

- dacă apa pluvială este condusă la staţia de pompare prin canalizare, nivelul maxim de activare a pompelor va corespunde celui mai mare gradient hidraulic permis al staţiei, care, la rândul său, este determinat de consideraţii privind efectul posibil de remuu în reţeaua de canalizare;

- dacă se admite o inundare temporară a incintei, nivelul maxim de activare a pompelor va corespunde nivelului maxim permis din incintă în condiţiile de nivel al râului date. De exemplu, dacă se prognozează că viitura pe râu este moderată, se admite o creştere a nivelurilor în incintă până la un anumit moment când pompele încep să funcţioneze; (în general, nivelul de activare al pompelor corespunde în mod obişnuit unei cote aflate sub nivelul A).

• analiza situaţiilor de coincidenţă a viiturilor de pe suprafaţa urbană cu cele de pe râu.

Această analiză se bazează pe stabilirea frecvenţelor undelor de viitură pluviale de pe suprafaţa orăşenească în funcţie de clasele de importanţă ale suprafeţelor urbane care se găsesc în incintele inundabile. Un astfel de exemplu este dat în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2

Nivel de inundare	Clasa I (zone de concentrare industrială şi comercială)	Clasa II (zone rezidenţiale foarte dezvoltate)	Clasa III (zone suburbane)
Nivel A	1/2 ani	1/15 ani	1/1 ani
Nivel B	1/10 ani	1/5 ani	1/3 ani
Nivel C	1/100 ani	1/50 ani	1/25 ani
Nivel D	ploaia maximă probabilă		

În continuare, pe baza curbei de durată a nivelurilor râului, se stabileşte durata *Tx* pe întreaga perioadă de înregistrări (exprimată în procente) în care nivelul râului depăşeşte nivelul de activare a pompei.

Se construieşte apoi graficul de legătură dintre *Tx* pe de-o parte şi frecvenţa viiturii pluviale urbane şi clasa de importanţă (tab.5.2) pe de altă parte (fig.5.11).

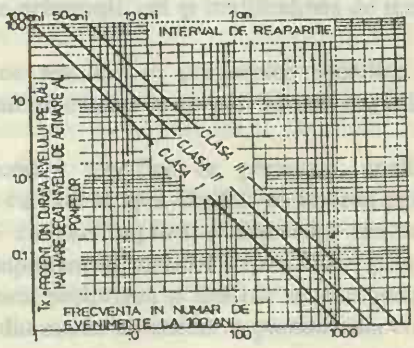


Fig. 5.11. Durata Tx(%) în funcţie de frecvenţa viiturii urbane şi clasa de importanţă a suprafeţelor situate în incinta inundabilă

Scara orizontală corespunde frecvenţei viiturii interne urbane, atunci când nivelul râului este deasupra nivelului de activare al pompelor şi sub nivelul C care reprezintă limita normală de proiectare.

Considerând suprafaţa având clasa I, se trasează o linie dreaptă din punctul $Tx = 100\%$ şi punctul de frecvenţă 1/100 de pe scara orizontală. Analog, se trasează dreptele pentru suprafeţele având clasele II şi III de importanţă plecând de la frecvenţele de 1/50 şi respectiv 1/25 (v.tab.5.2).

Selectarea acestor puncte de plecare este bazată pe ipoteza că gradul de protecţie realizat de staţia de pompare asigură în totalitate un nivel situat sub nivelul de proiectare C.

Panta dreptelor este aleasă astfel încât, pentru o frecvenţă medie de 10 viituri pluviale produse pe zona urbană, durata Tx să fie foarte mică (1 zi).

Folosirea graficului din figura 5.11 se face după cum urmează:

Se presupune că vom considera suprafaţa având clasa I de importanţă. Considerăm valoarea $Tx = 25\%$, pentru care capacitatea de pompaj plus capacitatea de acumulare, între nivelul minim A şi nivelul C, vor fi suficiente pentru a nu se depăşi nivelul de proiectare C, în situaţia în care viitura pluvială produsă pe suprafaţa urbană va avea o frecvenţă medie de 4 evenimente la 100 ani (adică 1/25 ani).

În acest fel, se poate determina capacitatea de pompare prin determinarea nivelului de activare a pompelor. Pentru studii detaliate, folosirea acestei proceduri constituie doar o abordare preliminară, întrucât este necesar să se ia în considerare şi alte criterii. Astfel, pentru diverse variante de niveluri maxime în incinte, se vor lua în considerare beneficiile potenţiale exprimate prin costurile capacităţilor diferite de pompare în raport cu reducerea suprafeţei inundate în incintă şi a frecvenţei corespunzătoare de inundare.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

6. DETERMINAREA PARAMETRILOR DE CALITATE A APEI ÎN ZONELE URBANE

6.1. PARTICULARITĂŢILE PROCESELOR DE POLUARE A APEI ÎN ZONELE URBANE

Impactul poluanţilor asupra calităţii apei râurilor în care debuşează reţelele de canalizare urbană se poate încadra în două categorii:

Impact cu efecte acute (Harremoes, 1988), care durează o perioadă scurtă de timp, rezultând dintr-un eveniment singular. De exemplu, o ploaie cu o intensitate medie care cade pe o durată de câteva ore poate conduce la o *spălare* a mediului urban producând o creştere mare a cantităţilor poluanţilor în emisar, în condiţiile în care debitele de apă nu cresc foarte mult faţă de situaţia de dinaintea ploii. În această situaţie, concentraţia de materii poluante poate creşte foarte mult. Un alt efect acut este contaminarea bacteriologică sau scăderea dramatică a oxigenului dizolvat.

Impact cu efecte cumulative, care este rezultatul unei acumulări graduale a masei şi concentraţiei poluanţilor din emisar peste limitele acceptabile. Acest tip de impact se manifestă prin acumularea nutrienţilor, detergenţilor şi a altor substanţe toxice. Pentru depistarea unor asemenea efecte este necesară o activitate de prelevare şi analiză a probelor de lungă durată (chiar dacă frecvenţa acesteia nu este foarte mare, de regulă o dată pe lună). Evaluarea parametrilor de calitate a apei în zonele urbane implică o serie de proceduri specifice de prelevare, analiză şi prelucrare legate de tipul surselor de poluare.

Una din particularităţile specifice ale proceselor de poluare a apei în zonele urbane este aceea că, pe lângă sursele punctuale reprezentate de debuşee de ape uzate industriale, un rol important în poluarea emisarului îl constitue sursele nepunctuale. Acestea rezultă din antrenarea de către apele pluviale a materialelor poluante (chimice şi bacteriologice) de pe suprafeţe urbane întinse, cu caracteristici neomogene din punct de vedere al potenţialului de poluare. O consecinţă a acestei particularităţi o constituie faptul că aportul de poluanţi proveniţi din sursele nepunctuale are un caracter intermitent dat de producerea întâmplătoare a episoadelor pluviale.

O altă particularitate a proceselor de poluare a apei în zonele urbane este marea diversitate a parametrilor chimici de calitate, specifică unor activităţi industriale complexe, care se manifestă pe suprafeţele orăşeneşti, cât şi multitudinea de reziduri, deşeuri şi ape uzate menajere.

În sfârşit, poluarea bacteriologică ca rezultat al produselor specifice unei aglomerări de populaţie are un caracter mult mai sever în zonele urbane, decât în cea indusă în alte areale.

Aceste particularităţi conduc la proceduri specifice de prelevare, analiză şi prelucrare a datelor privind parametrii de calitate ai apei. Astfel, prelevarea probelor în vederea determinării parametrilor de calitate implică o frecvenţă ridicată de eşantioane, dat fiind în special aportul important al surselor nepunctuale şi în mod deosebit intermitenţa acestora. De asemenea, prelevarea şi analiza implică proceduri complicate şi de mare volum care rezultă din marea diversitate a parametrilor chimici şi biologici.

Prelucrarea datelor ridică probleme deosebite legate de modul aleatoriu al poluării apei în funcţie de starea suprafeţelor urbane întinse şi neomogene din punct de vedere al potenţialului de poluare. O tratare statistică a rezultatelor analizelor chimice şi bacteriologice este în mod frecvent utilizată, fiind în special legată de neomogenitatea surselor nepunctuale de poluare, cât şi de caracterul intermitent al acţiunii acestora asupra emisarului.

În consecinţă, obţinerea datelor privind calitatea apei în zonele urbane este o operaţie costisitoare care reclamă investiţii în instrumente şi în infrastructura corespunzătoare amplasării acestora (în cazul aparaturii automate), precum şi resurse importante pentru eşantionarea şi analiza chimică şi bacteriologică.

Asemenea proceduri complexe implică cunoaşterea în detaliu a următoarelor:

- tipurile de date necesare;
- distribuţia spaţială a punctelor de prelevare şi programul de eşantionare;
- lungimea seriilor de date necesare.

În ceea ce priveşte tipurile de date necesare, acestea se vor stabili în funcţie de destinaţia lor, astfel:

- studii de bază;
- studii pentru conservarea şi controlul factorilor de mediu;
- cercetări.

Studiile de bază se referă la determinarea modificărilor în calitatea apei induse de activitatea antropică în raport cu starea anterioră a acesteia. În operaţia de prelevare a datelor de calitate a apei trebuie să se aibă în vedere selectarea parametrilor interesaţi, precum şi durata pe care se desfăşoară acţiunea.

Aceasta din urmă poate fi foarte lungă, deoarece variaţiile de regim ale scurgerii apei pot masca impactul activităţii antropice asupra calităţii apei.

Studiile pentru conservarea şi controlul factorilor de mediu ale emisarilor se concentrează asupra unor parametri selectaţi pe criterii care depind de specificul râurilor receptoare ale apelor urbane.

Durata de eşantionare poate fi mai scurtă, dar trebuie să se refere la toate fazele de regim hidrologic cu variaţiile lor sezoniere corespunzătoare.

Studiile de cercetare au un caracter specific şi implică consideraţii speciale pentru fiecare caz în parte. Din această categorie fac parte modelele de difuzie şi transport a poluanţilor, aplicate în cazul poluărilor accidentale prin surse punctuale (industrie, etc.) sau surse nepunctuale intermitente, precum şi relaţiile între modificările parametrilor de calitate a apei în raport cu fazele de regim ale scurgerii, în cazul poluărilor de fond.

Ţinând cont de particularităţile specifice ale proceselor de poluare a apei în zonele urbane, procedura de determinare a parametrilor de calitate implică următoarele etape de lucru:

- proiectarea şi organizarea reţelei de măsurare a parametrilor de calitate a apei;
- programul şi mijloacele de colectare a datelor;
- prelucrarea datelor.

Este de subliniat faptul că acestea sunt interconectate. În cele ce urmează se vor prezenta etapele mai sus menţionate.

6.2. PROIECTAREA ŞI ORGANIZAREA REŢELEI DE MĂSURARE A PARAMETRILOR DE CALITATE A APEI

Primul obiectiv al acestei etape constă în selectarea staţiilor de prelevare a probelor de apă.

O primă categorie de criterii de selectare se referă la:

- resursele umane şi financiare necesare;
- rezultatele aşteptate prin realizarea unui program de monitoring;
- limitele de timp ale obiectivelor avute în vedere atunci când se implementează un sistem de supraveghere a calităţii apei. Astfel, vor exista obiective urmărite pe termen lung la intervale regulate (lunar, sezonier), pe o perioadă lungă de timp de cel puţin 10 ani (OMM, 1983b) şi pe termen scurt care se referă la studii intensive caracterizate printr-o frecvenţă mare de prelevare desfăşurată pe o perioadă relativ scurtă de timp.

Obiectivele pe termen lung se referă la:

- cunoaşterea condiţiilor existente ale calităţii apei şi a mediului acvatic;
- determinarea unui cadastru cantitate - calitate al resurselor de apă;
- efectele din trecut, prezent şi viitor ale modificărilor induse de schimbarea condiţiilor naturale şi/sau de influenţele antropice asupra mediului acvatic;
- asigurarea alimentării cu apă în zonele riverane emisarului în aval de o zonă urbană;
- detectarea tendinţelor de modificare a calităţii apei în viitor prin cumulare de efecte.

Obiectivele pe termen scurt se referă la:

- identificarea zonelor care se confruntă cu aspecte severe din punct de vedere al calităţii apei;
- identificarea surselor de poluare şi a gradului de încărcare cu poluanţi, în special când acesta din urmă are o mare variabilitate sau în situaţii de poluări accidentale ale emisarului;
- modele matematice de difuzie şi transport al poluanţilor.

Selectarea staţiilor de măsurare se va face urmărindu-se aceste obiective ale sistemului de supraveghere.

O a doua categorie de criterii de selectare a staţiilor de supraveghere a calităţii apei se referă la asigurarea acurateţei şi preciziei datelor. Acurateţea se referă la eliminarea sau reducerea diferenţelor B dintre valorile măsurate şi cele reale, iar precizia se referă la abaterea medie pătratică S a valorilor unui parametru de calitate. Aceste două conduc la un criteriu de eroare exprimat de relaţia (Dolan şi al., 1981):

$$RMSE = (B^2 + S^2)^{0.5} \qquad (6.1.)$$

Erorile pot fi generate atât de variaţia spaţială, cât şi cea temporală a valorilor parametrului de calitate.

Reducerea variaţiei spaţiale conduce la mărirea numărului de staţii, dar pentru un buget dat, aceasta înseamnă reducerea numărului de probe recoltate la o staţie şi invers.

În această situaţie, selectarea staţiilor se face fie printr-o judecată bazată pe experienţă, fie pe considerente de ordin statistic care dau o regulă de prelevare a probelor care caracterizează un parametru, considerat ca o variabilă aleatoare.

Această din urmă metodă permite determinarea numărului de staţii printr-o procedură de optimizare statistică, funcţie de variaţia lor spaţială şi temporală. Întrucât parametrii de calitate a apei au variaţii spaţiale diferite, rezultă că numărul de staţii de prelevare este diferit pentru un parametru observat faţă de alt parametru.

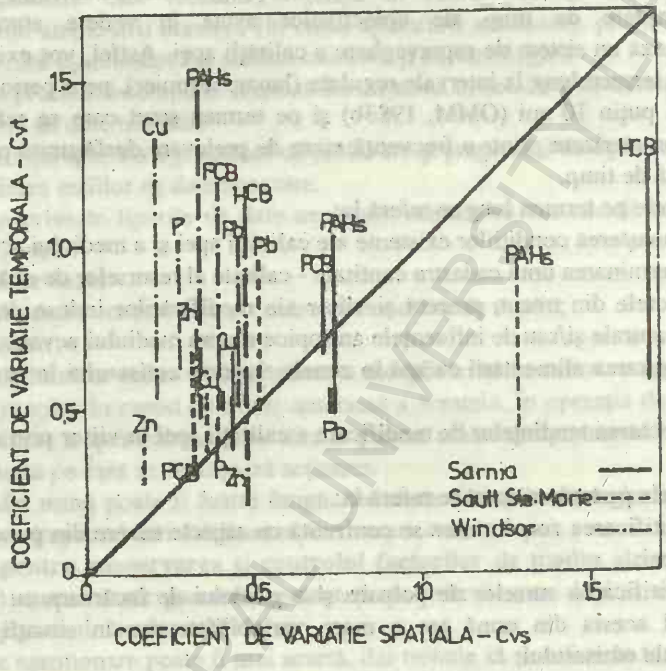


Fig. 6.1. Variaţia temporală şi spaţială a concentraţiilor unor poluanţi în perioadele pluviale pentru trei oraşe din Ontario, Canada.

În figura 6.1 se prezintă spre exemplificare variaţiile spaţiale şi temporale pentru diverşi parametri în trei oraşe din zona Ontario, Canada (Marsalek, 1992).

Se observă că variaţii mici şi medii au fosforul, cuprul, plumbul şi zincul, variaţiile temporale fiind mai mari decât cele spaţiale. Parametrii de calitate care indică o variaţie mai mare se referă la hidrocarburi aromatice polinucleare (PAHs, în oraşul Sault Ste. Marie şi HCB în Sarnia).

6.3. SELECTAREA PARAMETRILOR DE CALITATE A APEI

Parametrii de calitate care interesează în hidrologia urbană se includ în următoarele grupe:

- indicatori şi constituenţi comuni;
- nutrienţi;

BCU "ST. KIRILL UNIVERSITY LIBRARY"

- indicatori organici;
- elemente trasoare;
- materii solide;
- indicatori de bacterii;
- alţi parametri speciali.

Lista grupelor de parametri se dă în tabelul 6.1.

Tabelul 6.1

Grupa	Parametri
Indicatori şi constituenţi comuni	Calciu, magneziu, sodiu, silicaţi de potasiu, bicarbonaţi, floruri, cloruri, sulfaţi, materii solide dizolvate, conductivitate specifică, alcalinitate, duritate, pH, temperatura apei, oxigen dizolvat şi turbiditate.
Nutrienţi	Nitraţi şi nitriţi, azot Kjeldahl, amoniac,azot particular, fosfor total, ortofosfaţi.
Indicatori organici	Consum biochimic de oxigen (BOD), consum de oxigen chimic (COD), consum de oxigen total (TOD),carbon organic.
Elemente trasoare	Zinc, plumb, cupru, cadmiu, mercur, arseniu, crom, fier, nichel, antimoniu, mangan (în apă sau fixate pe sedimente).
Materii solide	Materii solide în suspensie totale (la 105 C), materii solide şn suspensie (la 500 C), materii solide volatile, materii solide fixabile.
Indicatori de bacterii	Coloform total, faecal coliform, Escherichia coli, faecal streptococcus.
Parametri speciali	Uleiuri şi grăsimi, hidrocarburi aromatice polinucleare (PAH), fenoli, pesticide organoclorate(PCB) şi altele (în apă sau fixate pe sedinente.

Din grupa indicatorilor şi constituenţilor comuni, printre cei mai relevanţi parametri sunt: clorurile, dintre care sarea care este folosită la dezgheţul străzilor în timpul iernii, temperatura apei pentru detectarea paraziţilor în apa de canalizare, conductivitatea, care este proporţională cu sărurile anorganice dizolvate, turbiditatea şi pH-ul.

Parametrii din **grupa nutrienţilor** provin din poluarea organică, gazele de eşapament, contribuţia din atmosferă, îngrăşăminte chimice cu importanţă deosebită, în special în producerea eutrofizării lacurilor de agrement din oraşe şi modificarea productivităţii râurilor.

Dintre cei mai relevanţi parametri se pot cita: nitraţii şi nitriţii, azotul Kjeldahl, amoniacul, fosforul total şi ortofosfaţii.

Parametrii din **grupa indicatorilor organici** indică nivelul de poluare al emisarului, dar impactul lor poate fi influenţat de substanţele toxice din apă care inhibă folosirea oxigenului de către microorganisme. De asemenea consumul de oxigen chimic indică o încărcare de materii anorganice şi materiale oxidabile care nu pot fi utilizate de microorganisme.

Din **grupa elementelor trasoare**, metalele grele au un efect cumulativ şi rezultă din procesele de alimentaţie a populaţiei. Printre acestea, zincul şi plumbul, primul rezultat din corodarea structurilor de construcţii sau alte surse, al doilea din emisiile

de gaze de eşapamente, sunt cele mai des întâlnite. O particularitate a acestor elemente o constituie faptul că, de obicei, ele sunt fixate pe sedimente.

Materiile solide au ca efect micşorarea activităţii de fotosinteză şi deci conduc la descreşterea producerii oxigenului dizolvat.

Substanţele toxice de tipul metalelor grele sau pesticidelor sunt absorbite de aluviuni şi componentele organice. De asemenea, ele modifică rugozitatea hidraulică şi produc colmatări care conduc la descreşterea capacităţii de evacuare a apelor uzate şi din ploi de către sistemul de canalizare.

Prelevarea probelor de materii solide ridică uneori probleme deosebite, întrucât ele sunt influenţate de viteza curgerii care depinde de debitele scurse în canalizări, în special de cele de origine pluvială care au o variabilitate temporală mare.

Indicatorii de bacterii contribuie la limitarea zonelor orăşeneşti de agrement şi, prin prezenţa lor în emisar, constituie agenţi patogeni periculoşi pentru sănătatea populaţiei care vine în contact cu aceştia pe diverse căi.

Prelevarea lor ridică probleme speciale, întrucât probele trebuie păstrate în frigidere, iar analiza lor se face în termen de 24 de ore de la momentul recoltării.

Dintre **parametrii speciali** de importanţă deosebită pentru zonele urbane se poate menţiona PAH care sunt produse ale arderii organice (gazele de eşapament şi evacuările de la industriile metalurgice), precum şi substanţele poluante provenite de la industriile chimice.

6.4. COLECTAREA DATELOR

Odată stabilită reţeaua de determinare a calităţii apei, precum şi parametrii relevanţi pentru o zonă urbană dată se poate trece la activitatea operaţională de colectare a datelor.

Colectarea datelor privind parametrii de calitate a apei se poate face fie prin utilizarea senzorilor electronici, fie/şi prin prelevarea de probe de apă sau sedimente şi analiza ulterioară a acestora.

6.4.1. Determinarea parametrilor de calitate cu ajutorul senzorilor electronici

Acest mod de lucru se poate aplica doar pentru determinarea unor parametri din grupa indicatorilor şi constituenţilor comuni, precum: conductivitatea specifică, temperatura apei, duritatea, pH, materii solide dizolvate, oxigenul dizolvat şi turbiditatea.

Senzorii sunt în permanenţă imerşi şi sunt conectaţi la convertizoare digitale (data loggers) în vederea înregistrării şi stocării valorilor în mod continuu.

Aplicarea acestei proceduri este limitată la un număr restrâns de parametri de calitate. De asemenea, ea necesită operaţii de întreţinere permanentă a aparaturii care se găseşte într-un mediu de măsurare încărcat adesea cu nămol, aluviuni şi alte materiale transportate în suspensie.

6.4.2. Determinarea parametrilor de calitate prin prelevarea şi analiza probelor

Prelevarea probelor se face pe traseul scurgerii în toate elementele reţelei de canalizare.

Tipurile de probe sunt:

- probe unice recoltate într-un punct pe adâncimea curentului;
- probe complete;
- probe compuse care se obţin prin amestecul probelor unice într-un container într-o perioadă dată de timp.

Acesta însemnează că rezultatele analizelor probelor compuse se referă la valori ale parametrilor de calitate care rezultă dintr-un interval oarecare de timp. Procedura se aplică în special în cazul în care variaţia temporală a valorilor de calitate a apei este foarte mare şi interesează doar valoarea medie.

Există două tipuri principale de probe compuse:

- probe compuse în timp prin pompare sau prelevare la intervale regulate de timp;
- probe compuse, obţinute prin amestecul de volume egale de apă, colectată la intervale de timp invers proporţionale cu debitul, sau amestec de volume de apă proporţionale cu debitul.

Prelevarea probelor se face manual sau automat, în funcţie de raportul dintre costul echipamentului automat şi al întreţinerii acestuia pe de o parte şi costurile muncii manuale pe de altă parte. De asemenea, este necesar ca, în stabilirea modului de prelevare, să se ţină cont de scopul determinării parametrilor de calitate a apei. De exemplu, dacă este necesar să se urmărească un parametru care are o mare variabilitate în timp, atunci prelevarea probelor în mod manual se face cu o mare frecvenţă şi deci costul muncii manuale poate fi considerabil. Dacă sistemul automat de prelevare lucrează în condiţii nefavorabile în care o bună funcţionalitate nu este asigurată, atunci se preferă sistemul manual.

Sistemul de prelevare manuală a probelor trebuie fie foarte bine organizat, astfel încât prelevarea probelor în diferite secţiuni pe un râu să fie efectuată ţinându-se cont de durata de propagare a scurgerii. În cazul canalizăilor combinate, prima şarjă de apă încărcată puternic cu poluanţi se produce înainte de formarea vârfului scurgerii pluviale. Din acest motiv, echipele care efectuează prelevarea se aşează în dispozitiv de lucru încă din momentul în care scurgerea pluvială este iminentă (Marsalek, 1992).

În funcţie de tipul de probă precum şi de amplasamentul punctului de prelevare se utilizează un echipament de eşantionaj adecvat, astfel: (OMM, 1992)

- tija de prelevare cu flacon;
- flaconul Van Dorn;
- flaconul Kemmerer;
- prelevatorul cu pompă;
- multiprelevatorul.

Într-o secţiune de canalizare se ia de obicei o singură probă simplă, întrucât, datorită vitezelor de scurgere foarte mari, scurgerea este turbulentă şi amestecul se face astfel încât se asigură o concentraţie omogenă.

Pentru secţiunile din râul receptor (emisar), în care pe anumite sectoare scurgerea este neomogenă, este necesar ca probele să se ia în mai multe puncte pe o verticală şi în mai multe verticale (similar ca în procedura de măsurare a vitezelor apei).

Numărul şi tipul de probe depind de lăţimea râului, adâncime, debitul de apă şi debitul solid, precum şi de elementele de viaţă acvatică. Verticalele de prelevare a probelor se aleg în două moduri:

- la distanţe egale - Metoda EWI (Equal - Width - Increment);
- în puncte situate astfel încât secţiunea transversală să fie împărţită în segmente de debit egal - Metoda EDI (Equal - Discharge - Increment). Acest mod de selectare a verticalelelor implică o bună cunoaştere a distribuţiei scurgerii apei în secţiunea transversală.

Sistemul de prelevare automată implică o alegere adecvată a aparatului de eşantionaj în funcţie de modul de lucru al acestuia.

În general, un prelevator automat constă din trei componente principale: (Marsalek, 1992)

• Recoltarea probei se face cu o priză de apă care extrage un eşantion şi îl transportă printr-un tub de sucţiune în corpul aparatului (fig.6.2).

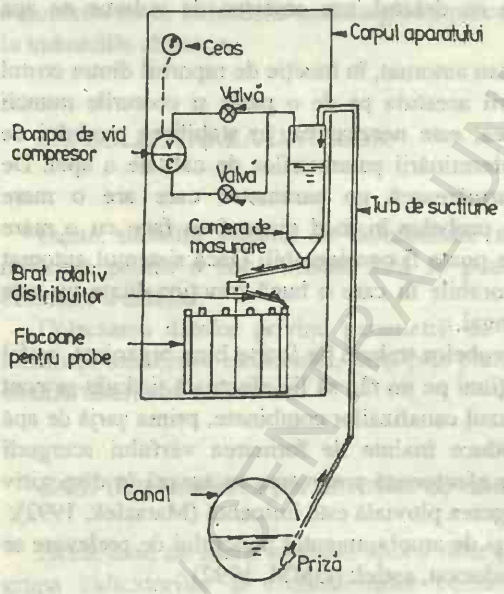


Fig. 6.2. Prelevator automat de probe.

Se recomandă ca diametrul tubului de sucţiune să fie între 9 - 13 mm, iar viteza minimă de transport să fie între 0,6 - 0,9 m/s.

• Stocarea şi procesarea probei nu este recomandabil a se face în instalaţia automată. Probele trebuie luate cât mai repede posibil şi duse la laboratoare pentru a fi analizate.

În general, probele de apă sunt transportate într-o cameră de măsurare volumetrică şi stocate în flacoane al căror volum depinde de tipul probei. Pentru probe simple volumul acestora este de 0,3 - 1,0 *l*, iar pentru probe compuse este de până la 5 *l*.

Adesea stocarea se face în flacoane răcite printr-un sistem refrigerator.

• Componenta de control constă într-un sistem care activează operaţia de prelevare numai în cazul în care are loc o variaţie importantă a debitelor de apă scurse în canalizare sau în emisar. Acest sistem poate consta într-un senzor care sesizează electronic depăşirea unui prag de precipitaţie sau de nivel al apei iar cu ajutorul unui ceas de control se declanşează prelevarea la intervale de timp alese în perioada de formare a scurgerii pluviale.

BCU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Proiectarea unui program de prelevare a probelor de calitate a apei se dă sub formă sintetică în figura 6.3.

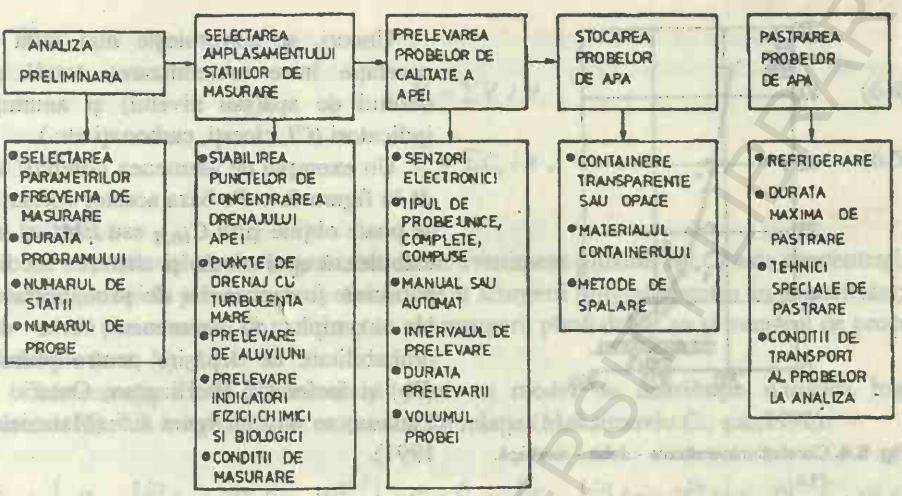


Fig. 6.3. Schema de proiectare a unui program de prelevare a probelor de calitate a apei.

6.5. PRELUCRAREA DATELOR DE CALITATE A APEI

Prelucrarea datelor privind indicatorii de calitate a apei se face, în funcţie de scopul urmărit, prin trei căi de analiză, astfel:

- metoda de analiză statistică a datelor de calitate a apei este necesară pentru determinarea situaţiilor în care valorile indicatorilor fizici, chimici şi biologici depăşesc anumite praguri de toxicitate acută. Aceste praguri sunt exprimate prin probabilitatea de depăşire;
- metoda de determinarea valorilor medii ale indicatorilor de calitate într-o perioadă lungă de timp. Determinarea valorilor medii (sau a volumului încărcării cu poluanţi) are ca scop stabilirea situaţiilor în care unii poluanţi depăşesc prin acumulare anumite praguri critice;
- modele de difuzie şi propagare a poluanţilor în emisar în cazul poluărilor accidentale produse de o sursă aflată în zona urbană.

În cele ce urmează vor fi tratate aceste căi de analiză.

6.5.1. Distribuţia statistică

Şirurile de date referitoare la un indicator de calitate dat se ajustează la o curbă de distribuţie, care de obicei este de tipul log-normală.

Întrucât, pentru determinarea unei curbe de probabilitate de depăşire, sunt necesare şiruri de valori anuale care trebuie să aibă cel puţin 15 - 20 termeni, valoarea medie a concentraţiei poluantului nu se poate calcula cu precizia necesară. Din acest motiv, adesea se apelează la corelaţii dintre debitul de debitul de apă şi concentraţia de

poluant măsurată fie instantaneu (C_{inst}) , fie ca medie pe perioada evenimentului pluvial (*EMC*).

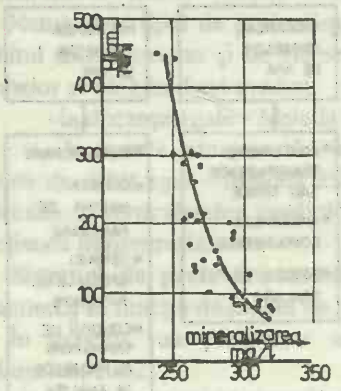


Fig. 6.4. Corelaţii mineralizare - debit - nivel apă.

Uneori, se construieşte mai întâi o corelaţie între mineralizarea totală şi debitul de apă(sau nivelul) şi anumiţi indicatori (*Cl*, cloraţi, carbonaţi etc.).

Un exemplu de asemenea corelaţii se dă în figura 6.4. Pe baza acestor corelaţii se poate obţine şirul C_{inst} sau *EMC* şi se calculează apoi media şi abaterea medie pătratică şi deci curba de probabilitate. Un exemplu de asemenea curbe de probabilitate de depăşire pentru plumb (Pb) şi fosfor (P) (Burlington, Ontario - Canada) se dau în figura 6.5 (Marsalek, 1991).

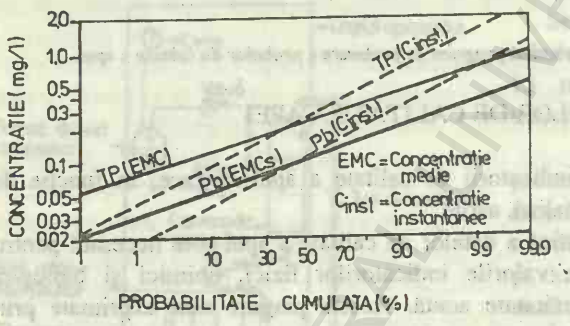


Fig. 6.5. Curbe de probabilitate de depăşire ale concentraţiilor EMC şi C_{inst} pentru plumb şi fosfor.

6.5.2. Calculul încărcării cu poluanţi

În cazul în care efectul unor poluanţi (plumb, cupru, PAHs) asupra calităţii apei se face prin acumulare, este necesar să se evalueze încărcarea anuală cu poluanţi. Elementele de bază pentru acest calcul sunt valorile scurgerii apei în timpul anului şi concentraţiile de poluanţi măsurate pe perioade limitate sau la intervale de timp determinate.

Metodele de calcul sunt:

• **Metoda mediei directe** *L* rezultată din produsul dintre numărul de evenimente cu scurgerea pluvială *N* şi încărcarea medie l_a cu poluanţi a probei:

$$L = N\, l_a\,. \tag{6.2}$$

O variantă modificată a metodei mediei directe (Marsalek, 1989) este dată de relaţia:

$$L = N\overline{VC} \tag{6.3}$$

şi

$$\overline{V} = \Sigma V_i / N \tag{6.4}$$

$$\overline{C} = \Sigma C_i / n\,, \tag{6.5}$$

în care:

- V_i este volumul scurgerii dat de un eveniment pluvial, iar Ci este concentraţia medie a probei în perioada unui eveniment al scurgerii pluviale pentru un poluant dat;
- N şi n numărul de evenimente ale scurgerii pluviale pe an şi numărul de probe prelevate ($n \leq N$).

Concentraţia C se aproximează printr-un model de distribuţie statistică log-normală într-un interval de încredere dat de relaţia (Maksimovic C., ş.a.,1992):

$$\hat{C}_o \exp\left\{-Z_{1-d/2}\left[\hat{S}^2/n + 2\hat{S}^6/(n-1)\right]^{0.5}\right\} < C < \hat{C}_o \exp\left\{Z_{1-d/2}\left[\hat{S}^2/n + 2\hat{S}^6/(n-1)\right]^{0.5}\right\}, \tag{6.6}$$

în care:

$\hat{S}^2$ este variaţia variabilei transformate a concentraţiei;

$\hat{C}$ - media variabilei transformate;

n - numărul de probe;

$Z_{1-d/2}$ - valoarea corespunzătoare variabilei reduse în curba de distribuţie normală pentru limitele de încredere 1- d.

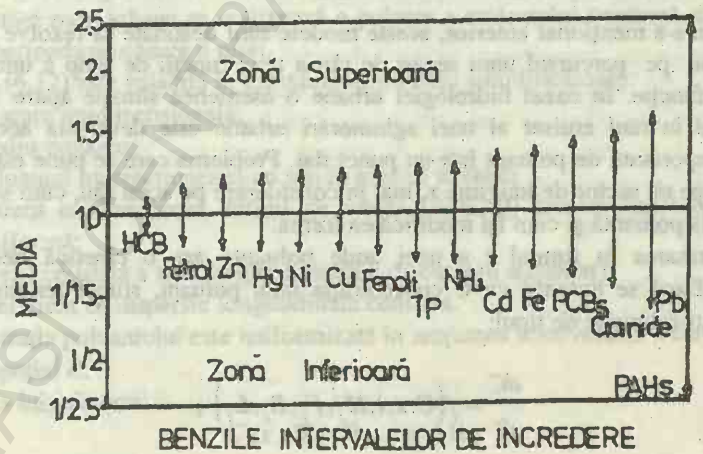


Fig. 6.6. Intervale de încredere ale concentraţiilor de poluanţi în scurgerea pluvială pentru un oraş industrializat.

În figura 6.6 se dau intervalele de încredere ale concentraţiilor diverşilor poluanţi în scurgerea pluvială pentru un oraş industrializat calculate conform relaţiei 6.6 (Marsalek, 1989).

• **Metoda mediei ponderate** L rezultată din media directă multiplicată însă cu raportul dintre debitul mediu multianual Q şi debitul mediu al evenimentului scurgerii pluviale q.

$$L = N l_a (Q / q) . \tag{6.7}$$

O variantă a acestei metode constă în aplicarea unui coeficient de multiplicare F_1, care ţine cont de o posibilă abatere datorată corelaţiei dintre încărcare şi volumul scurgerii:

$$L = N [\, l_a (Q / q)\,] F_1 . \tag{6.8}$$

• **Metoda regresiei** are aceeeaşi structură cu cea a mediei ponderate, dar se asociază un exponent b pentru a tine cont de corelaţia dintre concentraţia medie şi volumul scurgerii

$$L = N [\, l_a (Q / q)\,]^{b+1} . \tag{6.9}$$

Într-o variantă modificată, se adaugă un coeficient de multiplicare F_2:

$$L = N \{ [\, l_a (Q / q)\,]^{b+1} \} F_2 . \tag{6.10}$$

6.5.3. Modele de advecţie - difuzie a poluanţilor

Aşa cum s-a menţionat anterior, aceste modele sunt destinate să rezolve problema transportului pe parcursul unui sector de râu a unei funcţii de timp a unui poluant într-o altă funcţie. În cazul hidrologiei urbane o asemenea situaţie apare în special atunci când în râul emisar al unei aglomerări urbane este deversată accidental o cantitate importantă de poluant într-un punct dat. Problema care se pune este de a se determina, pe un sector de lungime x, luat în considerare pe acest râu, cum se propagă această undă poluantă şi cum îşi modifică ea forma.

Transformarea în timpul t a unei unde poluante are o cinetică deosebit de complexă. Dacă se notează cu C concentraţia unui poluant, atunci fenomenul este descris printr-o funcţie de tipul:

$$\frac{dC}{dt} = f\left(C, x, t, H_j, F_j, B_j, L_j\right) , \tag{6.11}$$

în care: H_j sunt parametri hidrodinamici (debitul Q_j, adâncimea apei H_j, aria secţiunii A_j, intensitatea turbulentă, etc.), B_j sunt parametri biochimici, F_j sunt parametri fizici (temperatura apei T_j şi a aerului θ_j, coeficientul de reaerare, cantitatea

de energie luminoasă W_j, etc.); L_j sunt factorii limitativi care descriu efectul detergenţilor şi al petelor de petrol la suprafaţa apei asupra reaerării şi biodegradării, etc.).

Complexitatea acestor fenomene este atât de mare, încât scrierea sub formă matematică explicită a acestei funcţii este imposibilă, motiv pentru care se adoptă modele simplificate de calcul de tipul ecuaţiei unidimensionale de dispersie.

Ecuaţia de advecţie - difuzie este:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + v\frac{\partial C}{\partial x} = K_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + F(x,t)\,, \tag{6.12}$$

în care :

C este concentraţia poluantului;

t - coordonata de timp;

x - coordonata direcţiei de mişcare a apei;

V - viteza medie în secţiune;

K_x - coeficientul de dispersie pe direcţia x;

F - funcţia de distribuţie a poluantului în timp şi spaţiu dată de relaţia:

$$F(x\,,\,t) = m\,\delta(x - x_o)\,\delta(t - t_o)\,, \tag{6.13}$$

în care δ este distribuţia Dirac centrată în punctul x_o , iar m este masa poluantului M dejectat pe unitatea de arie A a secţiunii transversale:

$$m = M/A\,. \tag{6.14}$$

Funcţia $F(x, t)$ exprimă în mod fizic faptul că, în general, prin canalizarea scurgerii pluviale a unei zone urbane se realizează o poluare a emisarului continuă şi variabilă în timp în perioada de cădere a ploii.

Ecuaţia (6.12) este valabilă în următoarele condiţii simplificatoare:

- mişcare unidimensională;
- mediu omogen;
- poluantul nu reacţionează cu sau în mediul acvatic;
- curent unidirecţional definit de viteza (v, 0, 0) într-un canal deschis de secţiune uniformă;
- viteză constată a apei (regim hidraulic de curgere staţionar);
- coeficient de dispersie longitudinală constant.

Concentraţia poluantului este uniformizată în secţiunea transversală a curentului pe domeniul spaţial R.

Condiţia iniţială este:

$$C\,(x\,,\,0) = 0\,, \quad x \in \mathrm{R}\,, \tag{6.15}$$

exprimând faptul că la momentul iniţial $t = 0$ râul nu este poluant. Contaminarea este provocată în exclusivitate de sursa de poluare a scurgerii pluviale F care este mult mai mare decât poluarea de fond.

Condiţia la limită este:

$$\lim_{x\to\infty} C(x,t) = 0 \,, \tag{6.16}$$

care exprimă dispariţia poluării la mari distanţe de sursă prin diluţie.

Soluţia ecuaţiei (6.12), ţinând cont de condiţiile iniţiale şi, la limită (6.13), şi respectiv (6.14), este:

$$C(x,t) = \frac{M\theta(t)}{A\sqrt{4\pi K_x t}} exp\left[-\frac{\left(x - x_o - vt\right)^2}{4K_x t}\right], \tag{6.17}$$

în care:

M este masa poluantului dejectat în emisar;

A - aria medie a secţiunii râului;

θ *(t)* - funcţia Heaviside.

Coeficientul de dispersie K_x se determină pe bază de măsurători cu coloranţi puternici (de exemplu, cu Rodamină B care este vizibilă chiar şi în râurile încărcate cu aluviuni).

Calculul coeficientului de dispersie K_x se face conform relaţiei:

$$K_x = \frac{1}{2}\frac{\sigma_B^2 - \sigma_A^2}{t_B - t_A}\overline{v} \,, \tag{6.18}$$

în care:

σ_A şi σ_B sunt dispersiile concentraţiilor în secţiunea *B* (situată în aval) şi respectiv *A*, situată în amonte;

t_A şi t_B sunt duratele de parcurgere a concentraţiei trasorului colorant pe tronsonul *AB*.

Un asemenea experiment realizat de Institutul Naţional de Meteorologie şi Hidrologie (I.N.M.H.) în colaborare cu Institutul de Cercetări şi Ingineria Mediului (I.C.I.M.) a fost realizat în anul 1994 pe râul Dâmboviţa în zona Malu cu Flori.

Modul de stabilire a secţiunilor de control, verificarea lungimii de amestec şi a gradului de neomogenitate a concentraţiei într-o secţiune precum şi modul de calcul al coeficientului de dispersie sunt prezentate în detaliu în lucrarea (Mihăilescu şi Simota, 1994).

Determinarea coeficientului de dispersie K_x s-a făcut prin minimizarea unei funcţii criteriu *S*, dată de relaţia:

$$S = \Sigma\left[\left(C_i^{(c)}(x,t) - C_i^{(m)}(x,t)\right)\right]^2 = min \,, \tag{6.19}$$

în care:

$C_i^{(c)}(x,t)$ şi $C_I^{(m)}(x,t)$ sunt valorile concentraţiei calculate prin simulare (admiţând diverse valori K_x) cu ajutorul relaţiei (6.17) şi respectiv cele măsurate la capătul tronsonului experimental de râu la diverse momente *i*.

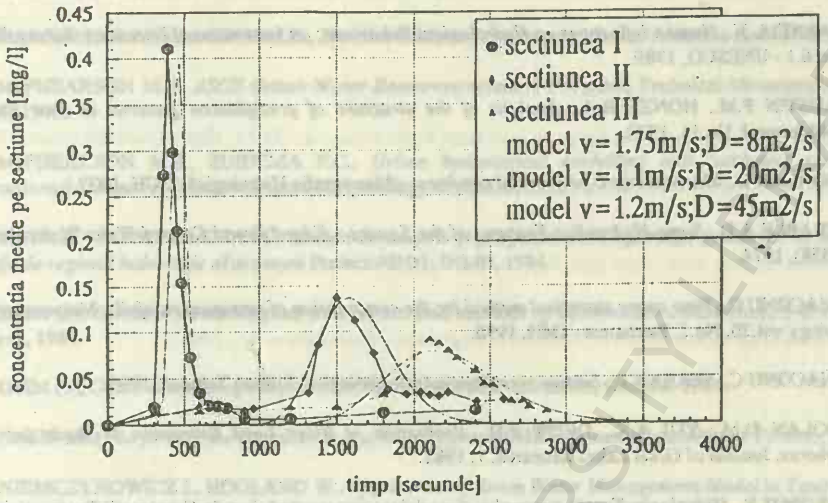


Fig. 6.7. Determinarea coeficientului de dispersie prin optimizare.

Rezultatele sunt prezentate în figura 6.7.

Soluţia ecuaţiei (6.12) dată de relaţia (6.17) este valabilă pentru cazul în care condiţia iniţială pusă indică faptul că la momentul $t = 0$ râul emisar nu este poluat. (relaţia 6.15).

Dacă iniţial există o poluare *cronică* a râului emisar integrarea ecuaţiei (6.12) se face printr-o metodă de calcul numeric cu diferenţe finite.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BIBLIOGRAFIE

ARNELL N., *Human Influences on Hydrological Behaviour: an International Literature Survey*, IHP III Project 6.1 - UNESCO, 1989.

AUSTIN P.M., HONZE R.A., *Analysis of the structure of precipitation patterns in New England* J.Appl.Meteorol. No.11, 1972.

BONDAR C., *Marea Neagră pe litoralul românesc* - Monografie Hidrologică, ISCH, 1973.

CRABLE A.D., *Some Hydraulics Features of the Square - Edged Broad Crested Weir*, Water Services (354-358), 1974.

DIACONU C., *Time space statistical method for the computation of maximum rainfalls*, Meteorology and Hydrology vol.20, No.2, Bucharest - IMH, 1990.

DIACONU C., SERBAN P., *Sinteze şi regionalizări hidrologice*, Editura Tehnică, 1994.

DOLAN D.M., YUI A.K., GEIST R.D., *Evaluation of River Load Estimation Methods for Total Phosphorus*, Journal of Great Lakes Research, 7, 1981.

DROBOT R., *Hidrologie. Teoria sistemelor şi modelare matematică*. Inst.de Construcţii Bucureşti. p.249-298,315, 1990.

GEIGER, W.F., MARSALEK I., RAWLS W.I., ZUIDEMA F.C.(Editors) *Manual on Drainage in Urbanized Areas* Vol.I - Planning and Design of Drainage Systems Studies and Reports in hydrology No.43 UNESCO Press, Paris, 1987.

GEIGER W.F., *New dimensions in Urban Drainage Proc.* 5-th Int. Conference on Urban Storm Drainage, vol.1, Osaka, 1990.

HARREMOES P., *Stochastic Models for Estimations of Extreme Pollution from Urban Runoff*, Water Research 22, 1988.

HUBER W.C., HEANEY J., NIX S.I., DICKINSON R.E., POLMAN D.L., *Storm Water Management Model*. User's Manual, Version III, Department of Environmental Engineering Sciences. University of Florida, Gainesville, Florida, USA, 1981.

HUBERT P., *Euapuscule - Une introduction .. la gestion de l'eau*, Ellipses (p.67-69), 1984.

KISELEV P.G., HÎNCU S., *Îndreptar pentru calcule hidraulice*, Editura tehnică, Bucureşti, 1988.

LINDH G.H., *L'eau et la ville* UNESCO, 1983, Edition francaise 1987, 1983.

MAKSIMOVIC C., RADOJKOVIC M., *Urban Drainage Catchments - Selected Worldwide Rainfall - Runoff Data from Experimental Catchments*. Publ. by Pergamon Press, Oxford, 1986.

MAKSIMOVIC C., MARSALEK J., NIEMCZYNOWICZ J., BIGNOLES M., WOLOSZYN E., *Operational Hydrology in Urban Areas*, WMO - Ninth Session of the Commission for Hydrology (draft), 1992.

MARSALEK J., *Evaluation of Pollutant Loads from urban Nonpoint Sources*. Water Sciences and Technology 22 (10-11), 1989.

MARSALEK J., *Pollutants Loads in Urban Stormwater: Review of Methods for Planning - Level Estimates*. W0* Resources Bulletin 27(2), 1991.

BCU IASI CENTRALA UNIVERSITARA LIBRARY

B.C. IAŞI

MARSALEK J., *Urban Runoff Quality Measurements*, Contribution to the WMO Technical Report on Urban Runoff, 1992.

MARSHALL I.S., PALMER W.M.K., *The distribution of raindrops with size*. J.Meteor. no.5, 1948.

McPHEARSON M.B., *ASCE Urban Water Resources research Program*, Technical Memorandum No. IHP-1, 1975.

McPHEARSON M.B., ZUIDEMA F.C., *Urban hydrological modelling and catchment research: International Summary*, Technical Papers in Hydrology UNESCO, 1978.

MIHĂILESCU M., SIMOTA M., *Modele de analiză şi prognoză a transportului poluărilor în râuri în funcţie de regimul hidrologic al acestora* Proiect ARO1; INMH, 1994.

OMM (a), *Guide to meteorological instruments and methods of observation* OMM No.8, 5-th edition, Geneva, 1983.

OMM (b), *Guide to hydrological practices*, OMM No.168, 5-th edition, Geneva, 1983.

NASH, I.E., *The form of the instantaneous unit hydrograph* IAHS - General Assembly of Toronto, 1957.

NIEMCZYNOWICZ J., HOGLAND W., *Application of Storm Water Management Model in Tunis*, Lund Institute of Technology-Department of Water Resources Engineering, Report 3073, 1983.

NIEMCZYNOWICZ J., DAHLBLOM P., *Dynamic properties of rainfall in Lund*, Nordic Hydrology no.15, 1984.

PHILIP J.P., *An infiltration equation with physical significance* (1957) Soil, Sci Am. Proc., 77, 1957.

REMENIERAS G., *L'Hydrologie de l'ing.nieurs*, Eyrolles, Paris, 1960.

SAUVAGEOT H., *Radar m.t.orologie. T.l.detection active de l'atmosphere*, Eyrolles, Paris US Office of the Chief of Engineers (1965), 1982.

SEVRUK B., *Methods of correction for systematic errors in point precipitation measurements for operational use*, WMO Operational Hydrology Rep., No.21 (WMO No.589), 1982.

SICCARDI F., *Urban Hydrology*, Cursul de Înalte studii postuniversitare Program TEMPUS, Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti, (Manuscris), 1993.

SMITH C.D., *Open Channel Flow Measurements with the Broad Crested Weirs*. Bull.Int.Commission for Irrigation and Drainage, (46-51), 1958.

SOLOCOLU P., *Încadrarea amenajării complexe a râului Dâmboviţa în scheme cadru ale bazinului hidrografic*, Hidrotehnica, vol.33, no.1, 1988.

STĂNESCU V.Al. *Modele matematice ale undelor de viitură critice*. Studii de Hidrologie vol.33, ISCH - Bucureşti, 1972.

STĂNESCU V.Al., ROMAN P., MANOLIU M., *Modele matematice în hidrologie*, Cursuri postuniversitare Institutul Politehnic Bucureşti, 1983.

STĂNESCU V.Al., *Hydrology of Deltas*, International Postgraduate Training Course in Hydrology, Prague, 1984.

STĂNESCU V.Al., *Modele matematice în hidrologie*; Probleme de concepţie sistematică, IMH Bucureşti, 1985.

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

STĂNESCU V.Al., *Flood protection of Bucharest City.* International Workshop on Integrated Water Resources Management in urban and Surrounding Areas, Part 2, Case Studies, Gelsenkirchen, 1994.

ŞERBAN P., STĂNESCU V.Al., ROMAN P., *Hidrologie Dinamică*, Editura tehnică - Bucureşti, 1989.

UNESCO - OMM *International Glossary of Hydrology*, Second Edition, 1992.

UNESCO *International workshop on Integrated Water Resources.* Part 1, Manual, Gelsenkirchen, 1994.

VLADIMIRESCU I, *Bazele hidrologiei tehnice*, Ed. Tehnică, Bucureşti, 1984.

WOOLIHISER D.A., SCHWALEN H.C., *Area Depth - Frequency Relations for Thunderstorm Rainfall in Southern Arizona*, Univ. Ariz. Agr. Expt.Sta.Agr.Dept., Technical Paper, 527, 1959.

x x x, *Interior Drainage of leveed Urban Areas: Hydrology*, Engineer Manual, EM 1110-2-1410, Department of the Army, Office of the Chief of Engineers - Washingthon DC, 1965.

Format 16/70 × 100
Coli de tipar : 6,25
Bun de tipar :
Apărut 1995

Tiparul executat la
Imprimeria „Ardealul" Cluj
B-dul 21 Decembrie 146
Nr. plan 9866/1995
ROMÂNIA

BCU IAŞI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Programul TEMPUS "SCIENCES DE L'EAU ET ENVIRONNEMENT "

Lista publicaţiilor:

R. POPA — Intégration numérique des équations aux différentielles
A.MUSY — Hydrologie générale
R.DROBOT — Bazele modelării hidrologice
J.P.CARBONNEL
C.COSANDEY
R.DROBOT, D.SCRĂDEANU, P.STANCIU — Statistică şi modele statistice în hidrologie şi hidrogeologie
P.ŞERBAN — Modele hidrologice deterministe
V.A.STANESCU — Hidrologie urbană
A.MERMOUD — Physique du milieu non-saturé
F.ZAMFIRESCU — Dinamica apelor subterane
M.ALBU
A.DASSARGUES — Modèles mathématiques en hydrogéologie
A.DANCHIV, D.STEMATIU —Metode numerice în hidrogeologie

ISBN 973-30-4736-8

464295

2000

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY